



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION
MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

MÉTODO DE EXPLORACION DE MACIZOS ROCOSOS

M. en C. Rolando de la Lata R.

JULIO, 1982

MEMORANDUM FOR THE DIRECTOR

DATE: 10/15/54

TO: DIRECTOR

FROM: SAC, NEW YORK

Re: [Illegible text]

Enclosed for the Bureau are [Illegible text]

Very truly yours, [Illegible signature]

- 1. [Illegible]
- 2. [Illegible]
- 3. [Illegible]
- 4. [Illegible]
- 5. [Illegible]

10/15/54

[Illegible]

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA
CONSTRUCCION

1. METODO DE EXPLORACION DE MACIZOS ROCOSOS.
2. DATOS GEOLOGICOS DE INTERES EN LA MECANICA DE ROCAS.
3. CARACTERIZACION DE LAS DISCONTINUIDADES Y SU RELACION CON OTRAS ESTRUCTURAS GEOLOGICAS.
 - Pliegues.
 - Las juntas o diaclasas.
 - Las fallas.
 - La descripción técnica de las discontinuidades para propósitos ingenieriles.
4. REPRESENTACION GRAFICA Y ANALISIS DE DATOS GEOLOGICOS.
5. CLASIFICACION INGENIERIL DE MACIZOS ROCOSOS.

N. C. ROLANDO DE LA LLATA R.

Julio 1982.

EXPLORACION DE MACIZOS ROCOSOS

INTRODUCCION

El gran desarrollo de la ingeniería civil y la minería, importante, tanto por sus dimensiones como por su precisión, han hecho manifiesto que las rocas, cuando se les considera como material ingenieril, están sujetas a una serie de limitaciones. (González de Vallejo 1976 p.1). Es decir, que el comportamiento de las rocas está regido por la naturaleza de su evolución geológica.

Es conveniente reconocer que las estructuras geológicas como las encontramos hoy en día en los afloramientos, estuvieron en condiciones geológicas diversas; donde rocas sumamente resistentes se deformaron intensamente en forma dúctil y otras bajo diferentes condiciones de manera frágil.

Por lo tanto, y en especial, el geólogo de campo o cualquier especialista, relacionado con la deformación de las rocas, debe imaginar por un lado, las etapas por las que atravesaron las estructuras para llegar a su estado actual, y por otro, bajo que condiciones de presión confinante, presión de fluidos intersticiales (presión de poro), presiones diferenciales, temperatura, velocidad de deformación y posición del material en el campo heterogéneo a las que estuvieron sujetas, y a las que están actualmente.

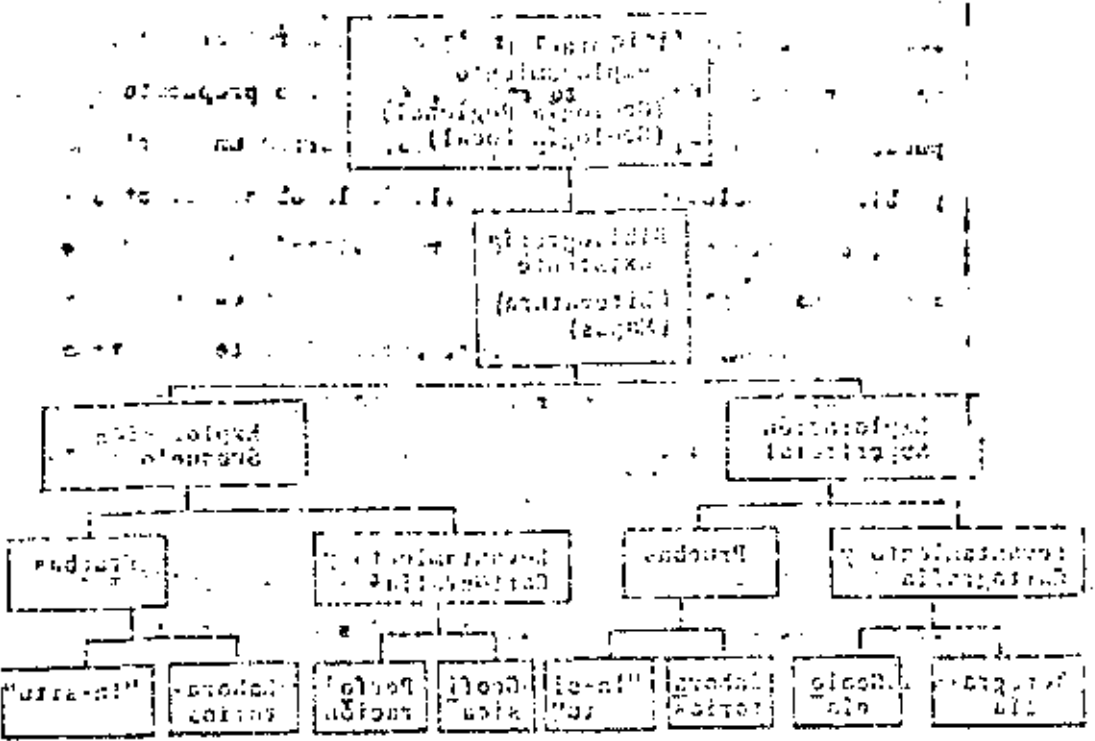


Figura 1. Estructura de la Geología (según Fooker, 1987)

El objetivo de la investigación geológica es comprender el origen y la evolución de la Tierra y sus recursos. Este campo de estudio se divide en varias ramas, cada una con sus propias metodologías y enfoques. La geología general proporciona una base teórica y conceptual, mientras que la geología especial se centra en aplicaciones prácticas y específicas. La investigación geológica es esencial para el desarrollo sostenible y la gestión responsable de los recursos naturales. Este documento describe la estructura de la geología y sus principales ramas, así como los métodos de investigación utilizados en cada una de ellas. La geología es una ciencia interdisciplinaria que se relaciona con otras disciplinas como la física, la química, la biología y la historia. La investigación geológica es un proceso continuo que requiere la colaboración de científicos de diferentes disciplinas para comprender mejor nuestro planeta y sus recursos. Este documento también describe los métodos de investigación utilizados en la geología, como el muestreo de campo, el análisis de laboratorio y el uso de tecnologías modernas como el GPS y los SIG. La investigación geológica es esencial para el desarrollo sostenible y la gestión responsable de los recursos naturales. Este documento describe la estructura de la geología y sus principales ramas, así como los métodos de investigación utilizados en cada una de ellas.

durante las etapas de exploración o investigación sean confirmadas o desechadas. En el caso que estas hipótesis cambien a medida que la construcción avanza, deberán de realizarse las modificaciones pertinentes del diseño original, de acuerdo a las condiciones confirmadas del terreno.

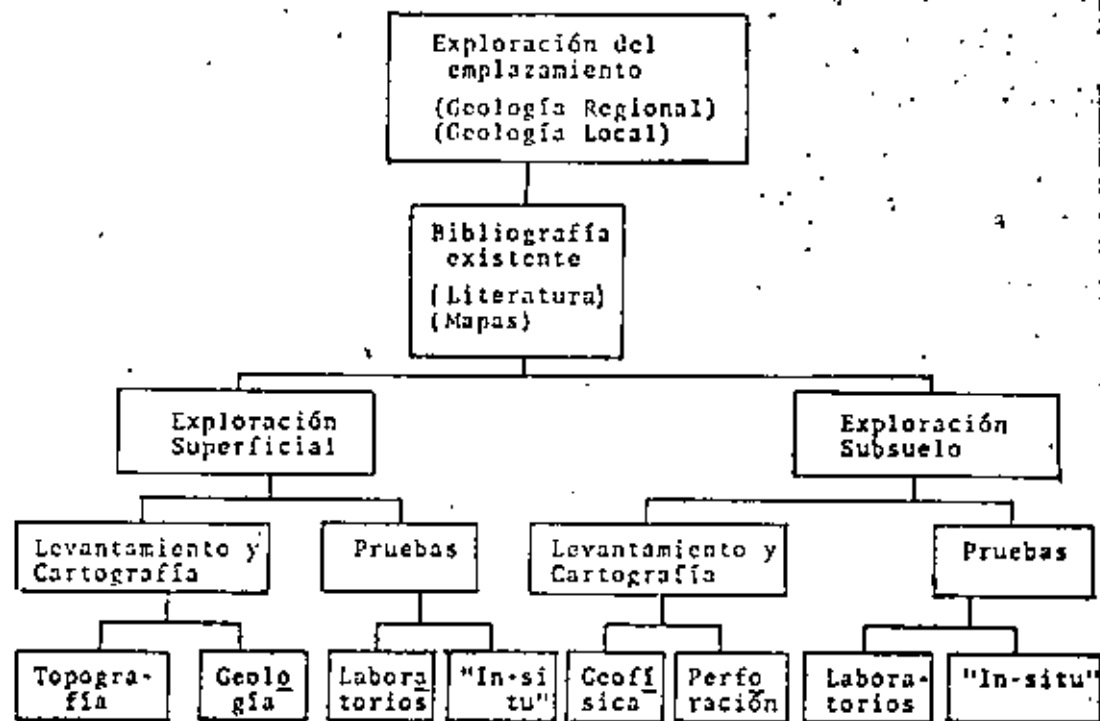
Fookes (1967), propone que la investigación de un proyecto geotécnico se divida en dos aspectos generales: La investigación superficial y la del subsuelo. (Fig. 1).

En la investigación superficial y dependiendo de la magnitud de la obra, es recomendable y en ocasiones indispensable, contar con la información geológica regional, que servirá como infraestructura de la geología local o del emplazamiento.

El organigrama de la figura 1, puede ayudar a planear y coordinar el desarrollo de la investigación en forma adecuada.

En general existen tres etapas de investigación importantes y que pueden modificarse de acuerdo a las condiciones del emplazamiento. Estas consisten (Fig. 2) en:

1. La exploración proeliminar del emplazamiento.
2. La investigación detallada del emplazamiento.
3. La investigación final del emplazamiento que se lleva a cabo durante la construcción misma.



(Según Fookes, 1967)

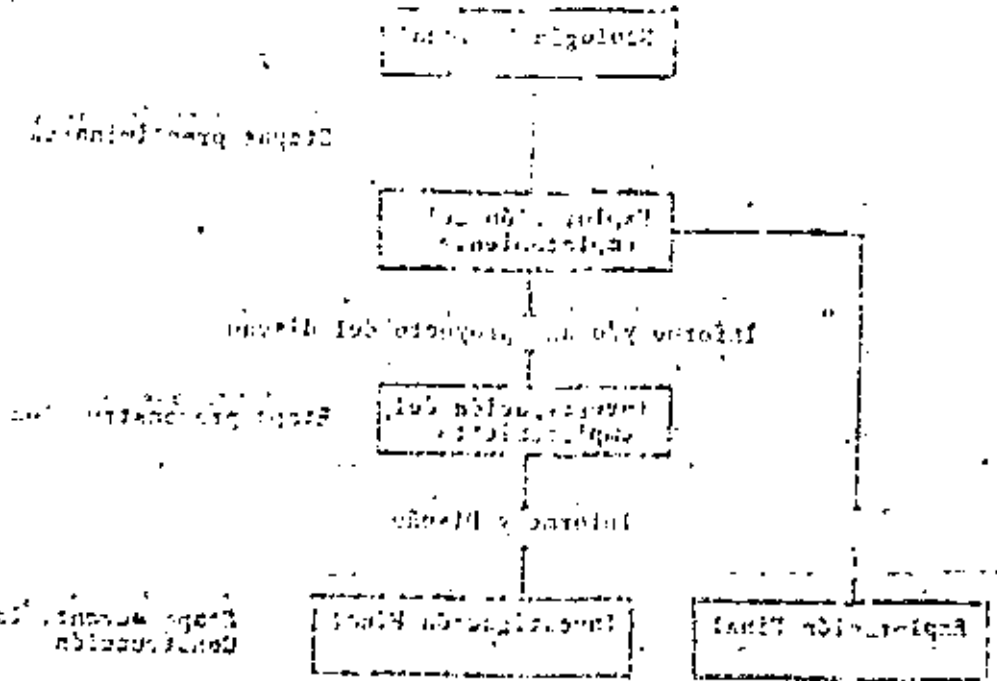
FIG. 1

La geología es una ciencia que estudia la Tierra y su evolución a lo largo del tiempo. Se divide en varias ramas, como la geología estructural, la geología sedimentaria, la geología económica, etc. La geología estructural estudia las deformaciones de la corteza terrestre, como las fallas y los pliegues. La geología sedimentaria estudia la formación de las rocas sedimentarias a partir de los sedimentos. La geología económica estudia los recursos minerales y energéticos de la Tierra.

La geología es una ciencia que estudia la Tierra y su evolución a lo largo del tiempo. Se divide en varias ramas, como la geología estructural, la geología sedimentaria, la geología económica, etc. La geología estructural estudia las deformaciones de la corteza terrestre, como las fallas y los pliegues. La geología sedimentaria estudia la formación de las rocas sedimentarias a partir de los sedimentos. La geología económica estudia los recursos minerales y energéticos de la Tierra.

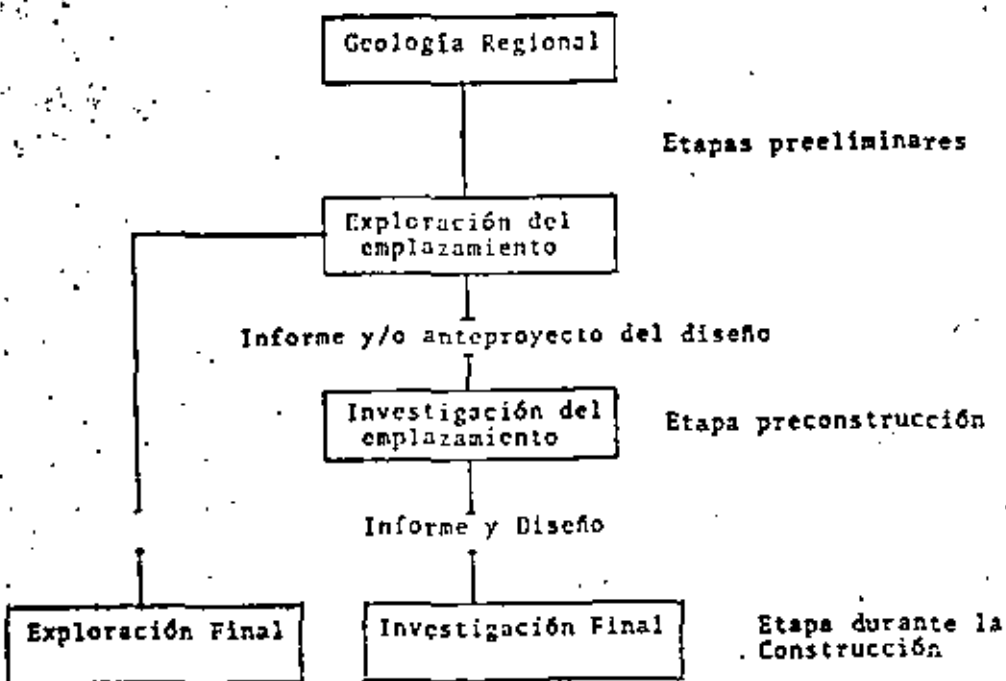
La geología es una ciencia que estudia la Tierra y su evolución a lo largo del tiempo. Se divide en varias ramas, como la geología estructural, la geología sedimentaria, la geología económica, etc. La geología estructural estudia las deformaciones de la corteza terrestre, como las fallas y los pliegues. La geología sedimentaria estudia la formación de las rocas sedimentarias a partir de los sedimentos. La geología económica estudia los recursos minerales y energéticos de la Tierra.

La geología es una ciencia que estudia la Tierra y su evolución a lo largo del tiempo. Se divide en varias ramas, como la geología estructural, la geología sedimentaria, la geología económica, etc. La geología estructural estudia las deformaciones de la corteza terrestre, como las fallas y los pliegues. La geología sedimentaria estudia la formación de las rocas sedimentarias a partir de los sedimentos. La geología económica estudia los recursos minerales y energéticos de la Tierra.



(Según Ley 1987)

Fig. 3



(Según Fookes, 1967)

FIG. 2

Durante la exploración del emplazamiento, es recomendable revisar la literatura y la cartografía existente, la inspección de fotografías aéreas o imágenes de satélite, reconocimiento del sitio, elaboración de la cartografía geológica, muestreo de rocas y la exploración del subsuelo. (Perforación, recuperación de núcleos, geofísicas, etc.).

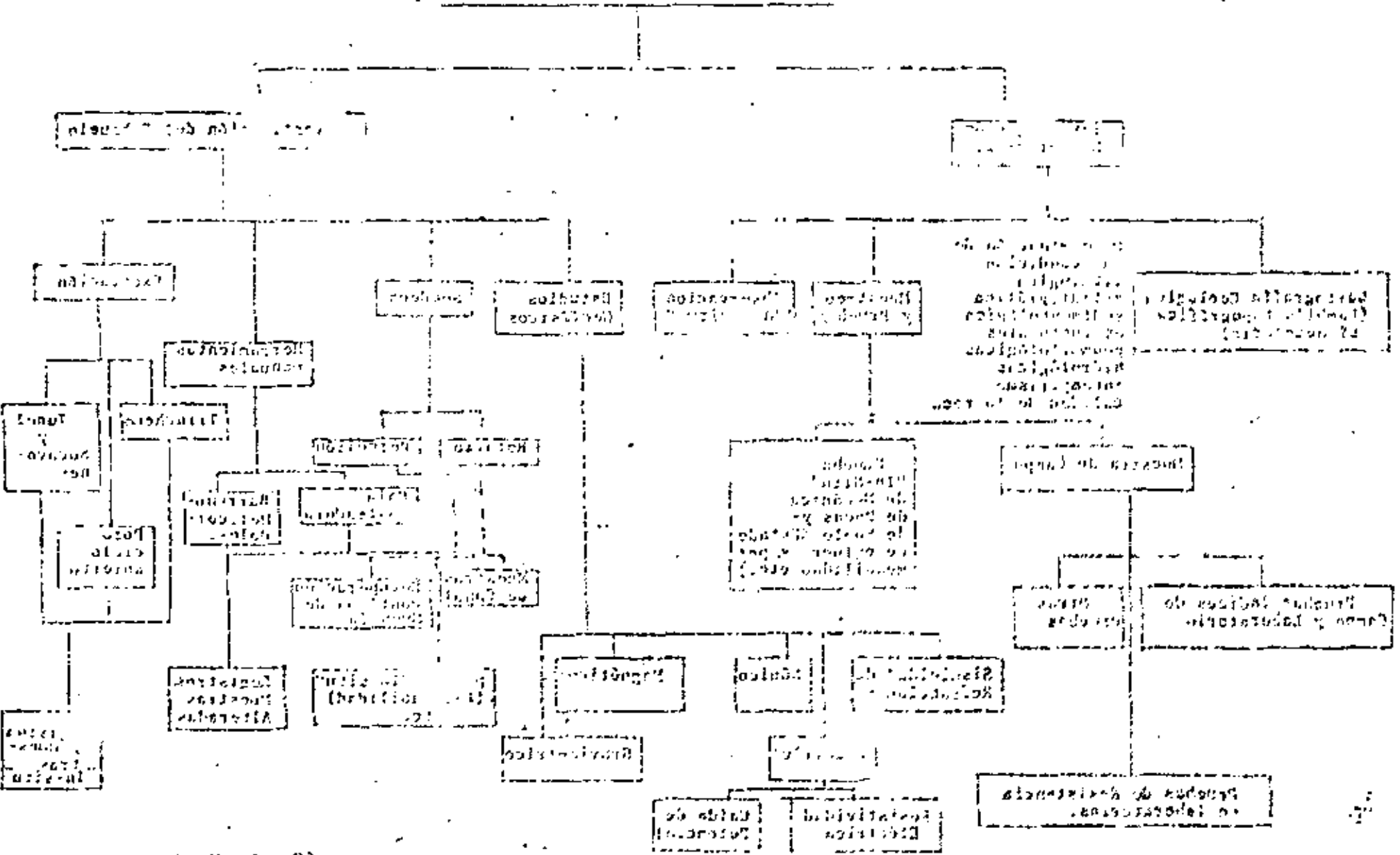
En la etapa de exploración, los problemas principales se volverán aparente, dando oportunidad a que se defina el emplazamiento o alternativa más óptima.

En la etapa de la investigación del emplazamiento (Figura 2) se trata de entender toda la geología local y de sus alrededores. En la figura 3, se muestra un organigrama detallado que muestra las técnicas que deberán utilizarse según Fookes (1967).

Sin embargo, en este informe exclusivamente haremos referencia a la información geológica necesaria que pueda reunirse superficialmente y en especial de la geología estructural.

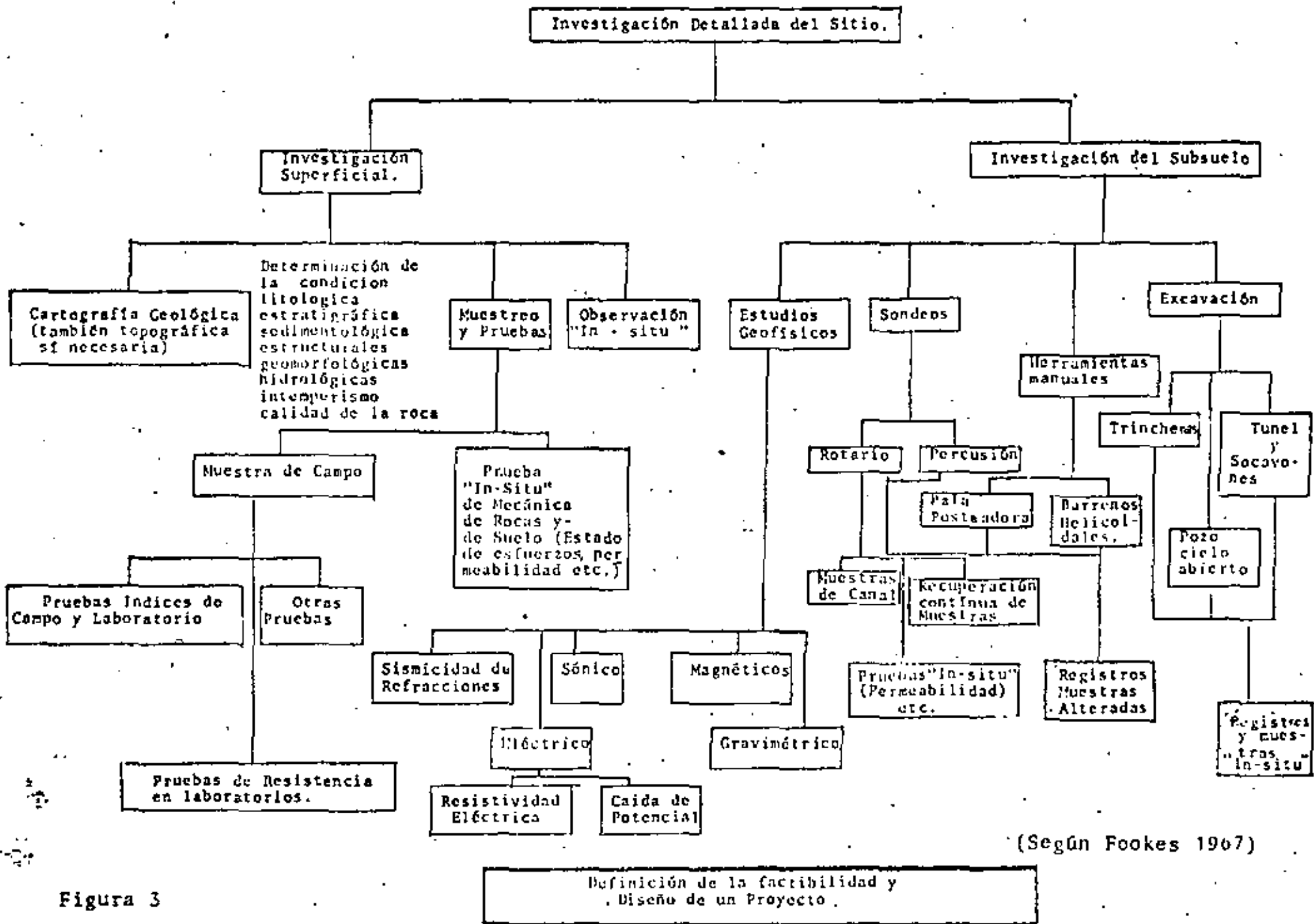
Por otro lado, es conveniente recordar que el geólogo tenga conciencia del tipo de obra que el ingeniero va a desarrollar, ya que la cantidad y detalle durante las diferentes etapas de análisis (Hook y Londe 1974, p.167), dependerán de la obra a realizar. Por ejemplo, es imposi-

Universidad Tecnológica del Perú



(Según Bases 1987)

El presente documento es una copia de la información contenida en el archivo de la Universidad Tecnológica del Perú.



(Según Fookes 1967)

Figura 3

ble en la ingeniería de taludes marcar todas las discontinuidades para la obra determinada (imagínense una carretera). Por lo tanto, la información podría estar reunida en dos o más etapas, separando aquellas zonas que muestran mayor riesgo de inestabilidad, definidos por un estudio preliminar. De esta manera, solamente aquellas regiones con probabilidades de inestabilidad se analizarán detalladamente.

Por otro lado, como lo señala Hook y Londe (1974), las consecuencias de inestabilidad en la cimentación de un emplazamiento serían tan graves y catastróficas que el diseño preliminar debería contar con un grado mucho mayor de detalle y por lo tanto, una información detallada de la geología se requerirá desde las etapas tempranas de investigación.

Cuando no se cuente con buenos afloramientos y estos estén cubiertos por suelo, vegetación o que la superficie esté intensamente intemperizada o por la misma índole de la magnitud del proyecto, se recurrirá a la investigación del subsuelo.

DATOS GEOLOGICOS DE INTERES EN LA MECANICA DE ROCAS.

Diversos estudios geológicos, geomorfológicos e hidrogeológicos deberán realizarse antes de llevar a cabo un estudio de ingeniería geológica ya que es muy recomendable conocer la

- 1) Localización y topografía del área.
- 2) La litología, mostrando la composición, distribución y contactos geológicos.
- 3) Las propiedades físicas de los suelos y rocas.
- 4) Los espesores de suelo y roca.
- 5) Las estructuras y las discontinuidades (tal como plegamientos, fallas, fracturas, etc.)
- 6) Los aprovechamientos hidráulicos, manantiales, arroyos etc.
- 7) Las zonas de infiltración (terrenos permeables, zonas de humedamientos).
- 8) Las zonas inestables (soliflucción "creep", deslizamientos, avalanchas).
- 9) Los bancos de material.
- 10) Los fenómenos erosivos y de depósito.
- 11) Los datos sobre riesgos naturales
 - a) Sísmicos
 - b) Inundación.
 - c) Volcánicosetc.

Desde el punto de vista de la mecánica de rocas tiene una gran importancia las estructuras geológicas que puedan influir en las propiedades de las rocas "In-Situ" como es la resistencia, el módulo de deformación o la permeabilidad entre otras. (Deere y Stagg y Zienkiewicks 1970, p.29).

Por lo tanto, entre los datos de mayor importancia están las discontinuidades geológicas que pueden ser penetrativa o no penetrativas.

Estas estructuras geológicas pueden tener dimensiones submicroscópicas, microscópicas, mesoscópicas y macroscópicas.

Un estudio geológico completo generalmente analiza las tres últimas. El método de investigación para cada una de estas escalas es diferente, sin embargo el objetivo final es la de identificar y determinar la estructura, su composición y su evolución, así como su comportamiento mecánico para el caso de la geotécnica.

Entre las discontinuidades planas no penetrativas están las fallas, estas pueden separar dominios con fábricas semejante sin interrumpir la continuidad geométrica de alguna estructura penetrativa adyacente. (Fig.4a). O pueden separar dominios con fábricas diferentes (Fig.4b).

Comunmente y en especial, en el caso de fallas normales, inversas o de transcurrancia, las discontinuidades penetrativas adyacentes que dividen entre sí, no están relacionadas

geométricamente.

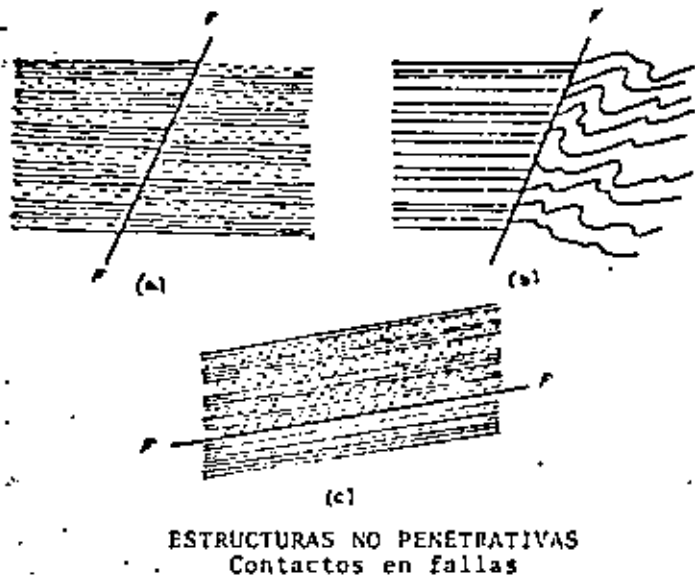
Sin embargo, en el caso de los cabalgamientos, el plano de la falla (superficie de deslizamiento o de cizalla), la fábrica de los dominios separados por la discontinuidad tienden a estar más relacionados entre sí (Fig. 4c).

Los contactos ígneos también son discontinuidades no penetrativas, con excepción donde las zonas de contacto separan cuerpos del mismo origen. Los contactos ígneos generalmente separan fábricas diferentes (Fig. 5a).

En algunos contactos intrusivos existe una relación penetrativa paralela con las rocas encajonantes (es decir a la estratificación o a la foliación) (Fig. 5b) o esta misma discontinuidad a la roca plutónica (estructura de flujo paralela a la margen del intrusivo) (Fig 5c). El contacto también puede llegar a ser, paralelo a la discontinuidades penetrativas de la roca encajonante como de la roca ígnea (Fig. 5d).

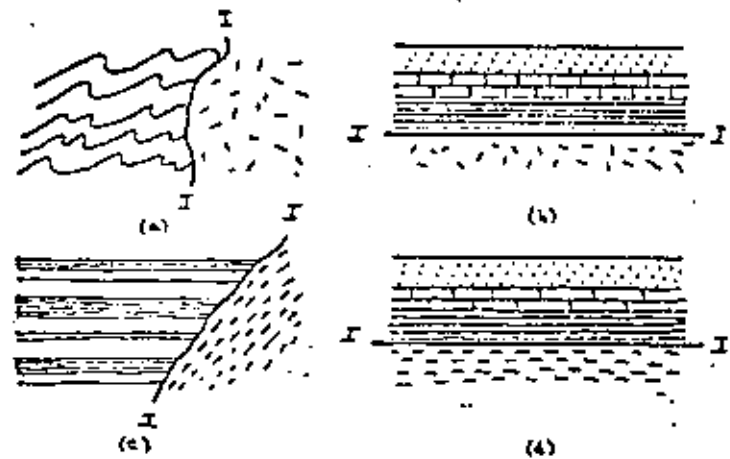
Otro tipo de discontinuidades geológicas no penetrativas son las superficies de erosión o discordancias.

En las superficies de erosión o discordancias pueden existir una variedad de relaciones geométricas entre las fábricas que separan. En la figura 6a, la discordancia (de tipo angular) no tiene relación entre la fábrica de las rocas que separa.



ESTRUCTURAS NO PENETRATIVAS
Contactos en fallas

Figura 4



ESTRUCTURAS NO PENETRATIVAS
Contactos en cuerpos ígneos

Figura 5

Sin embargo, en una discordancia donde la superficie es plana la zona de discontinuidad erosiva es generalmente concordante con las rocas estratificadas sobreyacentes (Fig. 6b).

En las discordancias estratigráficas las fabricas de ambos lados de la superficie, pueden tener una relación geométrica penetrativa.

En las rocas metamórficas las isogradas que son superficies que separan zonas de rocas de diferentes grados de metamorfismo, también se consideran como planos de discontinuidad no penetrativa.

Para ciertas dimensiones las juntas o diaclasas pueden considerarse como estructuras no penetrativas. No obstante, es común que las diaclasas tengan una orientación preferencial con relación geométrica marcada considerandose más a una discontinuidad penetrativa. Generalmente en rocas estratificadas no plegadas, las diaclasas se desarrollan normalmente a las capas, mientras que en las rocas deformadas se forman subnormal a los ejes de los pliegues o en conjuntos conjugados intersectando simétricamente a los pliegues.

Finalmente, la estratificación y la foliación se consideraran las discontinuidades penetrativas planas, más comunes y de las que se deberan hacer un analisis detallado de ellas.

REPRODUCTION OF THE ORIGINAL DOCUMENT IS PROHIBITED

ALL RIGHTS RESERVED BY THE ORIGINAL AUTHOR

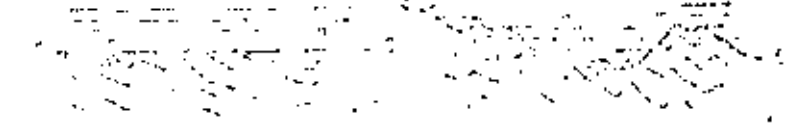


Diagram illustrating the relationship between the variables x and y .

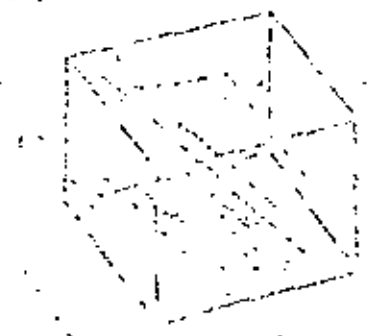
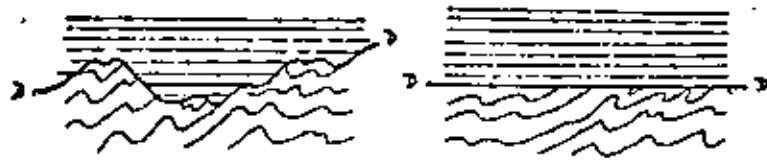


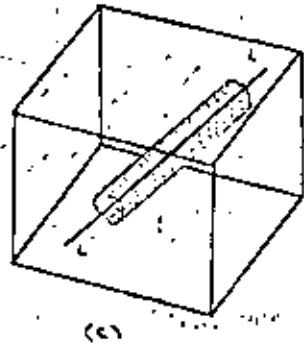
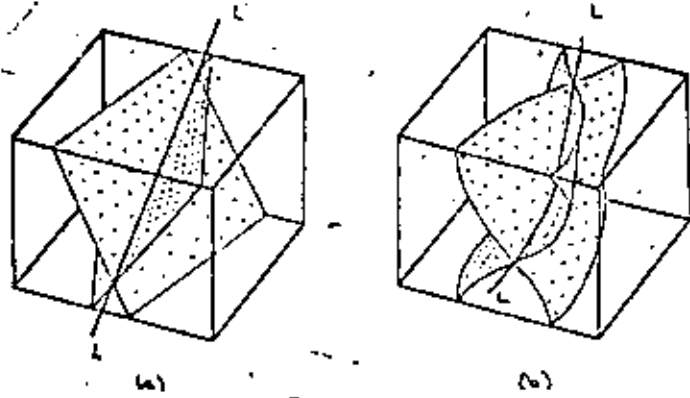
Diagram illustrating the relationship between the variables x and y .

Figure 1



ESTRUCTURAS NO PENETRATIVAS
Contactos en discordancias

Figura 6



LINEAMIENTOS NO PENETRATIVOS

Figura 7

CARACTERIZACION DE LAS DISCONTINUIDADES Y SU RELACION

CON OTRAS ESTRUCTURAS GEOLOGICAS

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

CARACTERIZACION DE LAS DISCONTINUIDADES Y SU RELACION CON --- OTRAS ESTRUCTURAS.

Las Juntas o Diaclasas

Las juntas o diaclasas son aberturas y fracturas a lo largo de las rocas, donde ha existido muy poca o ningún movimiento. Son de las estructuras geológicas más comunes pues afectan a todas las rocas competentes expuestas en la superficie. No obstante, aunque son estructuras muy comunes y que -- además, han sido estudiadas ampliamente, presentan en - - - - ocasiones serios problemas para su interpretación.

Esta dificultad estriba en que:

- 1.- Existen evidencias que su origen puede comenzar prácticamente desde el inicio de la formación de una roca.
- 2.- En las rocas sedimentarias por ejemplo, pueden desarrollarse poco después del mismo depósito, inclusive mientras los sedimentos están inconsolidados.
- 3.- También, pueden formarse por eventos tectónicos de tipo compresivo y estar asociados a pliegues y fallas.
- 4.- Pueden así mismo, desarrollarse mucho más tarde, después del evento tectónico compresivo, es decir durante una fase trafogénica.
- 5.- Inclusive, no es necesario que las diaclasas estén asociadas a evento orogénico, ya que se ha observado, -- que las rocas competentes que no presentan evidencias

de deformación tectónica, pueden estar afectadas por estas discontinuidades.

Por lo tanto, se deduce que las juntas o diaclasas tienen diversos orígenes y no se desarrollan bajo un solo mecanismo de deformación. Otra dificultad, consiste en que las diaclasas no muestran desplazamiento a lo largo de los planos -- de fractura. Es por ello, que en ocasiones puede ser muy difícil establecer una relación entre los planos de juntas de una generación u orientación con planos de otras direcciones.

Las juntas o diaclasas se pueden clasificar o describir con relación a las características siguientes:

- 1.- La forma
- 2.- El tamaño
- 3.- La frecuencia asociada al tamaño y a la orientación.

Forma:

En el caso que las diaclasas sean planas y paralelas o subparalelas formando un conjunto o familia se dice que son -- SISTEMATICAS (Fig. 8). Si por el contrario, las discontinuidades de las juntas son curvas, presentando fracturas concoidales y no forman una familia con orientación subparalela se dice que NO SON SISTEMATICAS.



Fig. 8.

Js = Juntas Sistemáticas
 Jns = Juntas No Sistemáticas

Se hace hincapie, en que no hay que confundir a las juntas sistemáticas con los sistemas de juntas. Es un error frecuentemente cometido; los sistemas de juntas se refiere exclusivamente a la intersección entre las familias de juntas sistemáticas.

Tamaño:

El tamaño o magnitud de una junta puede ser muy amplia, ya que pueden ser microscópicas o llegar a extenderse por cientos de metros. Por lo tanto, la clasificación es algo arbitraria, sin embargo, el tamaño de la discontinuidad está íntimamente relacionado a la litología y a los parámetros de la deformación.

Las JUNTAS MAESTRAS son aquellas fracturas que cortan a través de un número de estratos o unidades de rocas y que pueden seguirse por muchos metros.

Las JUNTAS MAYORES son de un orden de magnitud inferior a las juntas maestras pero todavía son estructuras claramente definidas.

Las JUNTAS MENORES son estructuras todavía menores y menos importantes.

Las MICRO-JUNTAS como su nombre lo indica son estructuras de fracción centímetros.

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..



Frecuencias:

La frecuencia de las juntas indica el número de planos de una familia de diaclasas en particular. Estas se miden en una dirección transversal entre sí, formando un ángulo recto.

En el caso de que exista una frecuencia dominante de una familia de fracturas tomando en consideración su extensión, se dice que es PRIMARIA. Las demás familias de juntas sistemáticas, podrán ocupar los lugares secundarios, terciarios, etc.

Las diaclasas y sus orientaciones con relación a otras estructuras han sido estudiadas ampliamente (Anderson 1951, Moody y Hill 1956, Price 1966, Wilcox et. al., 1973). Se ha podido establecer en algunos de los casos, que las juntas sistemáticas presentan una asociación estrecha entre los pliegues y las fallas. Estas estructuras geológicas debieron formarse contemporáneamente, bajo los mismos esfuerzos de una fase tectónica.

La figura 9a y b, muestra la relación entre las juntas y diaclasas maestras con los pliegues. Sin embargo, debe hacerse notar, que en ocasiones específicas, las relaciones sistemáticas que se presentan en esta figura no siempre se desarrollan, ya que no hay que olvidar que las rocas no son isotrópicas y homogéneas.

La orientación de las familias de juntas con relación a los pliegues son dependientes del tamaño; al tipo de plie-

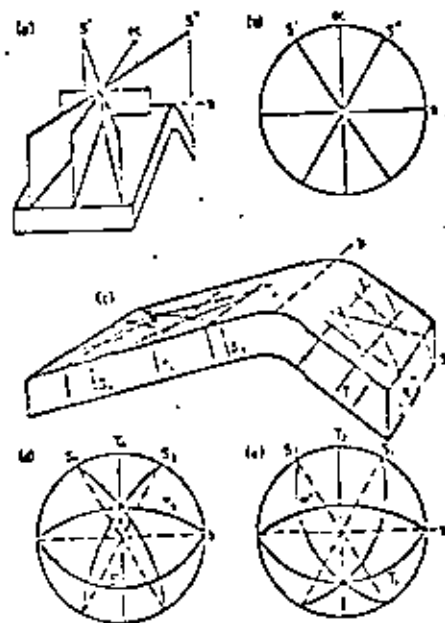


Fig. 3. Stereonet of joints showing typical orientations of master joints in an anticline. (b) Block diagram of master joints shown in (a). (c) Block diagram showing typical orientations of axes in the limbs of an asymmetric anticline. (d) Stereonet of joints in the gently dipping limb. (e) Stereonet of joints in the steeply dipping limb.

Page 4

[Illegible]

[Illegible]

[Illegible]

[Illegible]

[Illegible]

[Illegible]

[Illegible]

[Illegible]

[Illegible]

que; a la competencia de las rocas; al espesor de las unidades de roca, etc.

Por otro lado, las juntas sistemáticas estarán directamente relacionados a los ejes tectónicos a,b,c. (Tabla 1).

En los pliegues y por el tipo de rocas involucrados, en ocasiones, las diaclasas maestras no se alcanzan a desarrollar completamente, formandose en lugar, las fracturas mayores y menores.

En las figuras 9c, d y e y figura 10, se observa una idealización de la disposición de las diaclasas sistemáticas mayores y menores que se desarrollan en las zonas de charnela y en los flancos de los pliegos asimétricos.

En los flancos de los pliegues, como en el ejemplo de las juntas maestras, existen dos familias de juntas de cizalla y dos familias de juntas de tensión. Estas juntas, en vez de estar afectando o ser penetrativo a todo el pliegue, están exclusivamente asociadas a los flancos.

Las juntas sistemáticas mayores y menores, designadas como T_2 y T_3 son verticales, de tipo tensional y son idénticas con respecto a su orientación con las juntas maestras ac.

Las demás juntas sistemáticas mayores y menores, están inclinadas en general, normales a la estratificación. En el caso de las juntas de cizalla, designadas como S_1 , S_2 , S_3 y S_4 son también normales a la estratificación.

Tabla 1

Juntas maestras y sistemáticas Asociados a los Pliegues

- a = dirección del movimiento del pliegue
- b = dirección paralela al eje del pliegue
- c = dirección perpendicular al plano ab.

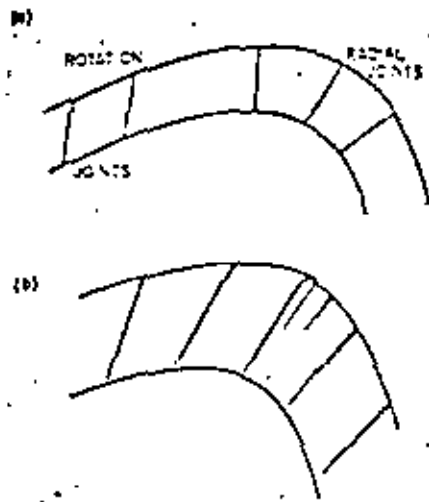
Tipo de Junta	Dirección y Comentario
Junta ac	Cortan normalmente a los ejes de los pliegues (son por lo general juntas de tipo tensional).
Juntas bc	Son ortogonales a la familia de juntas ac, es decir son paralelas a los ejes del pliegue (se conocen como juntas longitudinales; son de tipo tensional o compresional).
Juntas S' y S''	Son oblicuas al eje de los pliegues (se desarrollan como resultado de la compresión que da lugar al pliegue; estos conjuntos conjugados de fracturamiento, son semejantes a los que se desarrollan en las fallas, sobre todo de transcurrencia y por su orientación y basadas en conceptos dinámicos se consideran como diaclasas de cizalla).

100

the first part of the book is devoted to a general
introduction to the subject of the history of
the world. The second part is devoted to a
detailed account of the history of the world
from the beginning of time to the present day.
The third part is devoted to a detailed account
of the history of the world from the present day
to the future. The fourth part is devoted to a
detailed account of the history of the world
from the future to the end of time.

Aunque en el campo, esta última idealización no se cumple a la perfección se ha observado estadísticamente (Price - 1968, p. 117) una congruencia muy cercana, ya que las juntas de este tipo pueden llegar a variar un poco menos de 15° de la perpendicularidad de las capas.

En las zonas de charnela de los pliegues muy cerrados (Fig. 10) se desarrollan diaclasas radiales y rotacionales en los flancos. Estas fracturas son de tipo tensional y por su naturaleza, generalmente son abiertas y con material de relleno. El tipo, la orientación y la frecuencia de las fracturas dependerán del proceso mecánico que dió origen al pliegue -- (tangencial longitudinal o de deslizamiento por flexura), al grado de la deformación (indicando por lo abierto o cerrado del pliegue) y por el mismo espesor de las unidades de roca.



(Fig 10) (a) Section of crest of anticline showing typical orientations of radial joints, about the crest, and rotational joints in the gentle dipping limb. (b) Similar open or filled or calcified joint structure sometimes described as "joints".

amplitude error

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

amplitude

LAS FALLAS *

Las fallas son estructuras geológicas de gran importancia y trascendencia en la ingeniería práctica. Estos accidentes tectónicos pueden ocasionar graves y lamentables problemas a una nación. Es por ello, que en la ingeniería práctica las fallas pueden determinar la exclusión de un emplazamiento -- por razones de seguridad o condicionar la viabilidad de un proyecto por razones técnicas y/o económicas.

Una falla consiste de una estructura geológica donde -- existe rompimiento y desplazamiento apreciable en las rocas de la corteza terrestre. Estos accidentes tectónicos pueden ser de diferentes longitudes, pudiendo llegar a medir hasta -- centenas de kilómetros; dependiendo de la edad, las fallas -- pueden generar terremotos a lo largo de ellas, causando daño y destrucción de las estructuras construidas por la energía liberada. Estos fenómenos pueden también cambiar las propiedades geotécnicas del terreno, disminuyendo las resistencias, modificar las condiciones de permeabilidad, poner en contacto formaciones litológicas distintas y activar en la mayoría de los casos la erosión diferencial.

* Forma parte de una conferencia.

LAS FALLAS Y SU INTERPRETACION DE UNA PORCION DEL ESTADO DE CHIAPAS - Y SEMINARIO DE FENOMENOS DESTRUCTIVOS; SUS RIESGOS Y PREVENIONES. SAIOP, MEXICO, D.F. 29-31 JULIO - 1981.

Sin embargo, aunque no se presentan todos estos problemas sobre todas las fallas, es de sumo interés para el desarrollo nacional, el bienestar de la sociedad y futuros asentamientos humanos, conocer los problemas que pudiera ocasionar la presencia de una falla con relación a las obras civiles.

Por lo tanto, el geólogo además de identificar en el campo una falla, deberá precisar las siguientes propiedades, -- que en ocasiones son difíciles o imposibles momentáneamente -- determinar. Entre estas propiedades están:

- 1) La orientación.
- 2) La distribución.
- 3) La longitud.
- 4) La orientación y magnitud del salto neto y en ocasiones de sus componentes de desplazamiento.
- 5) Su clasificación.
- 6) La edad.
- 7) La disposición y relación con otras estructuras.
- 8) El estado mecánico, es decir si se tratan de fallas tensionales, compresionales o de cizalla.
- 9) Y posiblemente de lo más importante para el bienestar de la colectividad y planeación de asentamientos humanos, es la determinación de la activa o -- inactiva de las fallas.

Las fallas tectónicas en términos generales, se pueden -- dividir en fallas activas o fallas inactivas. (Fig.11). --

1911

1912

1913

1914

The following table shows the results of the
 various experiments conducted during the year
 1911. The first column gives the date of the
 experiment, the second column the name of the
 experimenter, the third column the name of the
 apparatus used, the fourth column the number of
 observations, the fifth column the number of
 correct observations, and the sixth column the
 percentage of correct observations.

El concepto básico de una Falla Activa desde el punto de - -
vista geológico, es aquella de cuando menos su edad sea del -
Mioceno Superior (tabla geológica Fig.12). No obstante, des-
de el punto de vista ingenieril difiere sustancialmente, - -
considerando aquella falla que se ha movido en el pasado - -
geológico reciente y que puede moverse en el próximo futuro.

El concepto "pasado geológico reciente", se entiende al -
Holoceno (últimos 10,000 años) y por "próximo futuro" a la -
vida de la estructura de un proyecto, o periodo de retorno -
en años que se elija para el riesgo contra el que se diseña.

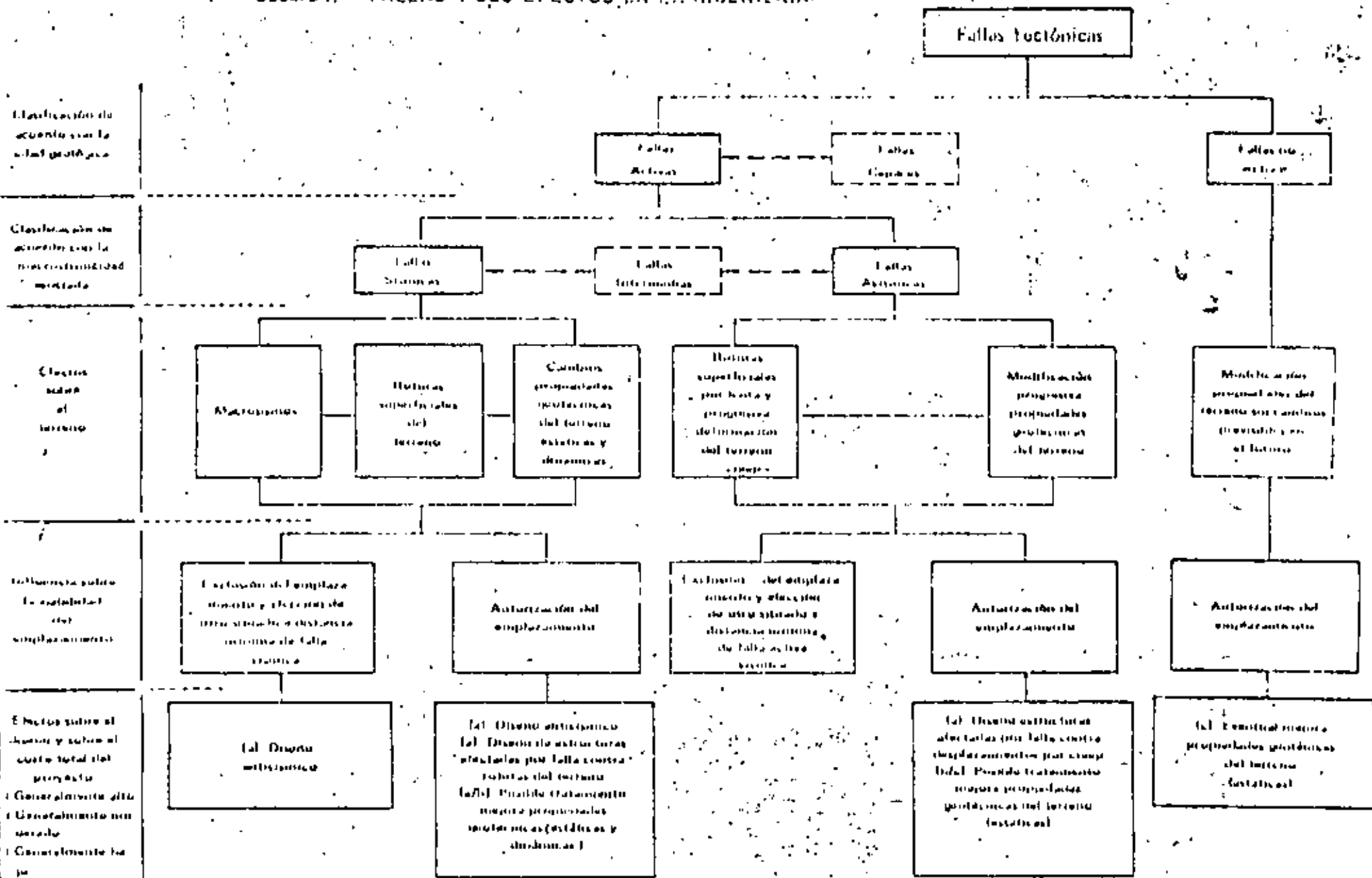
Para grandes presas por ejemplo, se ha considerado al - -
"próximo futuro" a la vida operativa del proyecto.

En el caso de una central nuclear, las grandes exigencias
que requieren esta obra desde la localización del sitio - -
hasta inclusive la localización misma de los desperdicios --
de combustibles nucleares, ha hecho que por concepto de segu-
ridad se acepten en diferentes partes del mundo las recomen-
daciones de la "U.S. Nuclear Regulatory Commission" y de la -
Agencia Internacional Energía Atómica, quienes han propuesto
el término de Falla Capas, semejante al de Falla Activa, pero
presentando una deformación tectónica en los últimos - - -
500,000 años o cualquier otra falla en relación estructural-
con la primera o con macrosismicidad asociada.

Las fallas activas por lo tanto, se podrán dividir en - -



Cuadro I. - FALLAS Y SUS EFECTOS EN LA INGENIERIA.



(según Gonzalez de Vallejo)

COLUMNA GEOLOGICA

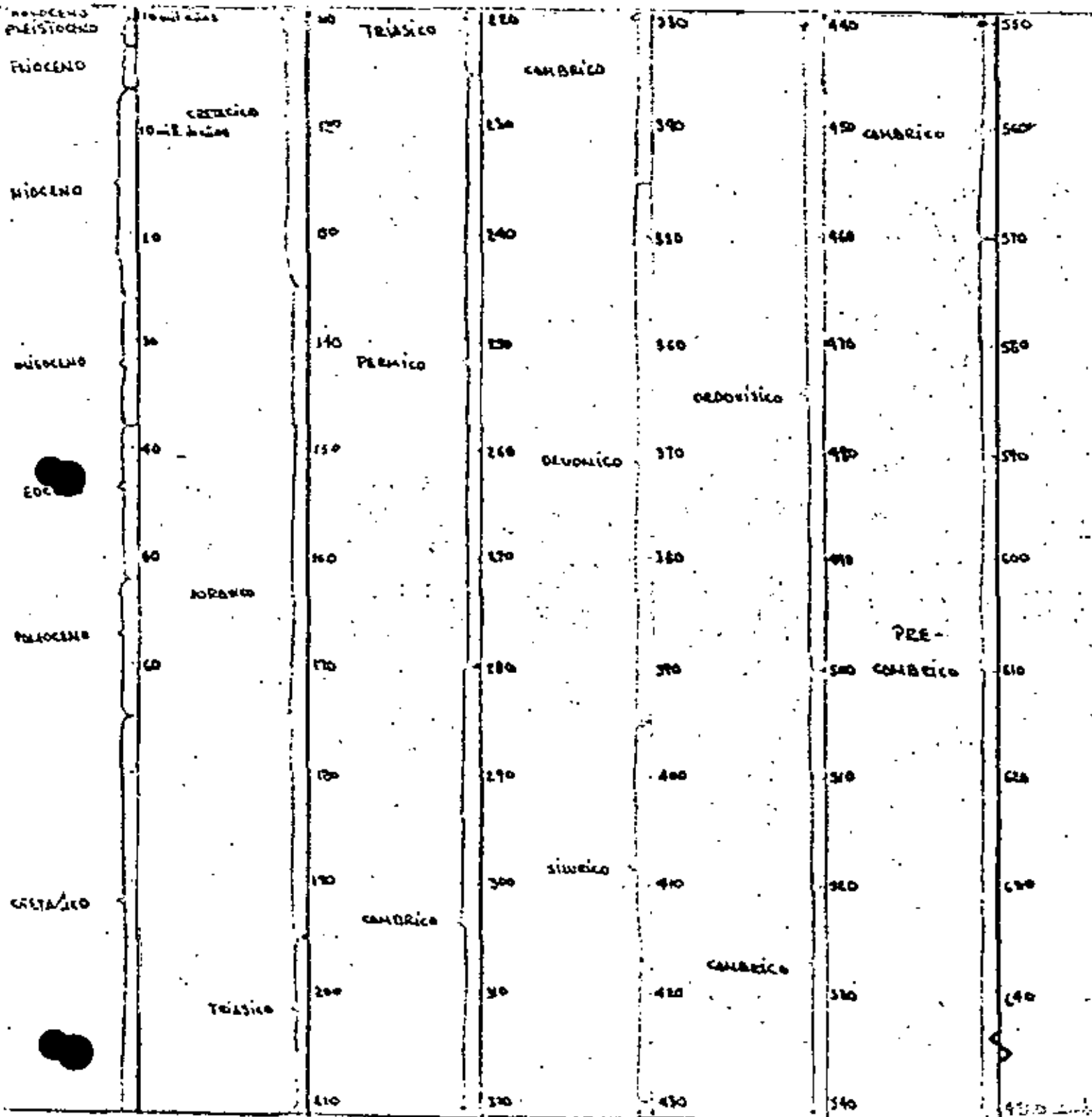


Fig. 12.



Fallas Sísmicas y Fallas Asísmicas. Las fallas sísmicas en términos generales son las que presentan macrosismicidad - con desplazamientos relativamente transitorios del orden - de 10 a 100 cm/seg. a lo largo de varias decenas de segundos en intervalos de decenas o miles de años (Brune 1978).

En las asísmicas, el desplazamiento es mucho menor, del rango de 0.10 a 10 cm/años.

Al generarse un terremoto, en las fallas se producen - desplazamientos diferenciales del terreno, con roturas del mismo, ocasionando saltos, torsiones e inclinaciones superficiales. En las fallas asísmicas se pueden producir -- deformaciones por "Creep" que consiste de un desplazamiento progresivo y muy lento a través de la superficie de la falla. Este tipo de deformaciones no suele estar acompañada de macrosismicidad aunque, por los parámetros de la - deformación como son: la temperatura, las presiones confinantes, las presiones de fluidos intersticiales y la velocidad de deformación, las rocas sobre una misma falla - pueden tener asociada tanto macrosismicidad como microsismicidad consistiendo por lo tanto, de una falla con actividad intermedia.

Las implicaciones que pueda ocasionar la presencia de -- una falla activa está en función del tipo de obra y de la legislación y normas que se aplique, siendo posible que -- un desplazamiento sea excluido. En estos casos, es común - que se relocalice al emplazamiento y se elija otro sitio a

una distancia fuera del control de la falla activa.

Si por el contrario, se autoriza el emplazamiento, o lo - que a veces ocurre, se descubre la presencia de falla activa durante una etapa avanzada del proyecto, además de realizar el diseño antisísmico, se deberán diseñar de forma -- especial las estructuras que sean afectadas por la falla -- activa, de forma que resistan las deformaciones del terreno debido al movimiento vibratorio y desplazamiento diferencial.

El reconocimiento e investigación de fallas activas se -- requiere de estudios geológicos y sismológicos muy precisos y completos, además de contar con una prospección e instrumentación complementaria. Estos estudios suelen ir precedidos de una exhaustiva recopilación y análisis de toda la -- información relevante, tanto geológico como sismológico.



Basic Wrench Tectonics¹

Rafaelo de la Lanza

RONALD E. WILCOX,² T. P. HARDING,³ and D. H. SIELY⁴

Houston, Texas 77001

Abstract. En échelon structures which may trap oil and gas develop in a systematic pattern along wrench zones in sedimentary basins. Laboratory clay models simulate the formation of en échelon folds and faults caused by wrenching. Folds form early in the deformation and are accompanied or followed by conjugate strike slip, reverse, or normal faulting. Deformation may cease at any stage or may continue until strike slip along the wrench zone produces a wrench fault and separation of the severed parts of early structures. Fatigue movements of fault blocks on opposite sides of a wrench fault cause divergence or convergence and enhancement, respectively, of extensional or compressional structures. Basins form in areas of extension and are filled with sediment, whereas up-thrust basins emerge in areas of compression and become sediment sources. The combined effects of wrenching in a prolificiferous basin are to increase its prospectiveness for major hydrocarbon reserves.

INTRODUCTION

Wrench faults (Kennedy, 1946; Andjerson, 1951) are high-angle strike-slip faults of great linear extent along which strike-slip may be tens of miles or considerably more. Basement invariably is involved in the deformation and a wrench zone is a swath of terrane deformed by wrenching prior to and concurrently with strike-slip along the throughgoing wrench fault. The term "wrench fault" has no genetic connotation.

En échelon folds are the most important structures of potential value for trapping hydrocarbons in most wrench zones. They are also useful for recognition of wrench zones (Figs. 1-5). A single en échelon fold can be depicted as an ellipse (Fig. 6), which represents the deformation of a circle in the wrench zone, with the longer ellipse axis (A-A') parallel with the fold axis. Other structural traps can be formed by faulting or a combination of faulting and folding. Four types of fractures can form during wrench deformation, and if the wrenching continues, any one or all of these fractures can become faults. In Figure 6, the fracture directions are shown as X-X' (the strike of the primary wrench fault or wrench zone), C-C' and D-D' (en échelon conjugate shear joints or strike-slip faults), and B-B' (en échelon tension joints or normal faults). The development and interrelations of these faults and the en échelon folds are the main subjects of this paper. In a previous paper (Moody and Hill

(1956) have treated aspects of wrench tectonics, particularly as these pertain to proposed systems and patterns of sets of wrench faults.

Prolific reserves of hydrocarbons have been trapped in wrench structures, mainly in en échelon folds and faulted folds. Some of the largest and best known of these structures are anticlinal traps in the Los Angeles basin (Fig. 4) and the west side of the San Joaquin Valley (Fig. 5), California (see also Harding, 1973, the following paper in this issue).

Clay models that illustrate the mechanics and development of this structural style represent broad basins filled with structurally homogeneous sediments whose total thickness is small compared with the size of the basin. The models also aid in prediction of traps by providing visual examples of the three-dimensional relations between structural elements in wrench zones.

MECHANISM OF WRENCHING

Wrench faults form in response to horizontal shear couples within the earth's crust, and they can be simulated in clay models by moving tin sheets beneath a clay cake (Closs, 1955). Simple wrenching results from the movements of the crustal blocks or tin sheets in opposite directions parallel with their adjacent edges. As a consequence of such parallel displacements, compressional and tensional stresses are generated in the overlying sediments or clay. If, instead of moving exactly parallel with the wrench fault, the basement blocks or the tin sheets converge or diverge slightly, the compressional or tensional stresses, respectively, that result from the basic wrench are enhanced. These important special cases of convergent and divergent wrenching are discussed after analysis of the more general case of simple parallel wrenching.

¹Manuscript received February 12, 1972; accepted, April 17, 1972.

²Exco Production Research Co.; present address, P.O. Box 1230, Bellmead, Texas 77001.

³Humble Oil & Refining Co.

⁴Exco Production Research Co.

We are grateful to E. Closs, consultant to Exco Production Research Co., for contributing helpful suggestions during the course of this work. Our appreciation also is extended to J. Closs for stimulating discussions.

© 1973 The American Association of Petroleum Geologists. All rights reserved.

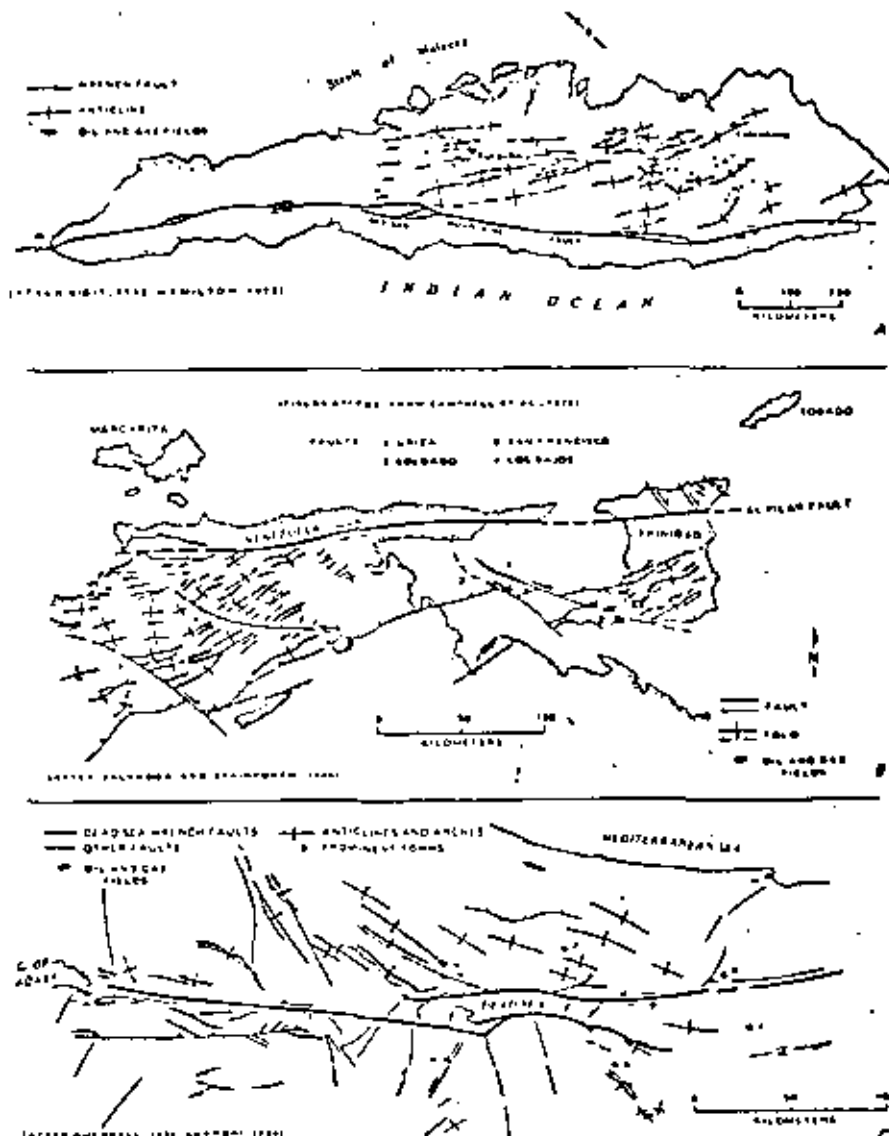


FIG. 1—En échelon folds along wrench faults. A, En échelon folds, some productive, northeast of Bataan Mountains (Semangko) fault in Central and South Sumatra basins, Sumatra. Oblique convergent subduction along adjacent Java trench is additional factor in deformation here. B, 21 Plus fault and associated faults and en échelon folds in eastern Venezuela and Trinidad, some production from folds near Los Guayos fault, northwest Trinidad. C, Dead Sea rift, Israel and Jordan, some location of Dead Sea between overlapping ends of major wrenches. Some en échelon folds are bounded by thrusts and several are marginally productive.



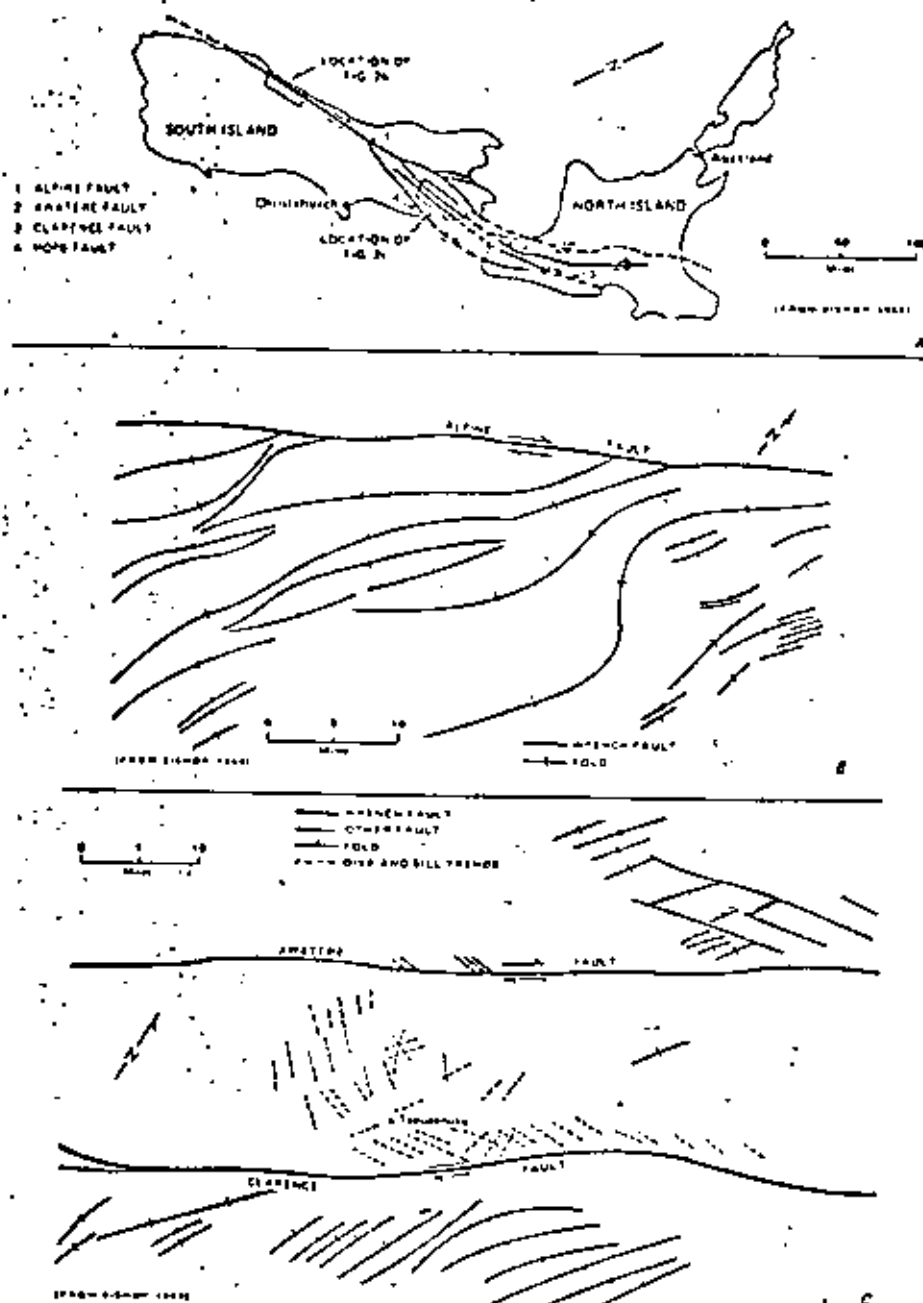


FIG. 2—Wrench fault structures, New Zealand. A, Index map. B, En echelon folds along Alpine fault. C, Awatere and Clarence wrench faults and associated en echelon folds, dikes and sills, and subsidiary faults.

SIMPLE PARALLEL WRENCHING

Simple parallel wrenching is a special case of simple shear, which is one kind of finite homogeneous strain (Jaeger and Cook, 1969; Ramsay, 1967). The shear angle (γ , Fig. 5) increases with increasing simple shear. In some crustal deformation and in clay models the initial deformations are plastic and involve folding. These are followed by a combination of plastic distortion and fracturing. As deformation proceeds, displacement along the wrench zone increases, and the zone of principal shear narrows. Finally, all of the slip occurs along a few closely spaced faults or along one throughgoing wrench fault, and subsequent deformations within either fault block are more or less independent of each other.

On a wrench model (Figs. 7, 8), it is convenient to mark the clay surface with a circle and to note how its shape changes during deformation. Points moving closer together mark compression, and points moving apart denote extension. The original circles (Fig. 7A) on the clay are aligned along the edge of the underlying tin sheet and deform into en echelon ellipses during the plastic phase of strain (Fig. 7B). Straight lines on the clay (Fig. 7A, normal to the line of circles) are trowel marks that become bent during deformation (Figs. 7B-C, 8D-F). Maximum compression and extension are parallel with the trace and major strain ellipse axes, respectively, and neither of these directions is parallel with or perpendicular to the shear direction imposed on the model, i.e., the strike of the wrench zone defined by the parallel edges of the tin sheets and the line of circles. It follows from the en echelon arrangement of ellipses (Fig. 7B) that all structures associated with each ellipse (Fig. 6) may be repeated along the wrench zone. This en echelon repetition of folds and faults is an important diagnostic feature of wrench zones (Figs. 1-5). (The size and spacing of circles/ellipses on the models is arbitrary; the spacing of folds and faults in the model wrench zones is determined by various characteristics of each model.)

The clay models of wrenching are all basically alike. The model in Figures 7 and 8 has left-lateral displacement, whereas the models in Figures 9 and 10 are right-lateral wrenches. (By convention, the sense of fault displacement is described by assuming that the block toward the observer is fixed, and the block across the wrench fault from the observer moves to his right or left.) Various structures form on each model, however, depending on the thickness and nature of the wet-clay cake, on the rate of deformation, on any special conditions built into the model, and to a certain

degree, on chance. Included in the "chance" aspect that helps to determine the final model structures are, for example, slight inhomogeneities in the texture of the clay and the presence of hidden bubbles beneath the clay surface.

By analogy, the explorationist is faced with a host of unknown (chance) factors in interpreting wrench zones. Some of the more obvious factors are the effects of nonuniform stratigraphy (both thickness and composition), variable rates of deformation, and different directions of movement between crustal blocks during one stage of deformation or during succeeding stages. In spite of these inherent complexities in both nature and the models, however, the overall pattern of wrenching has key elements that are repeated, and the presence of any one or more structures of the basic pattern serves as a clue for recognizing this structural style and its associated prospective structures.

The structures of the basic wrench-tectonic patterns are en echelon folds, en echelon conjugate strike-slip faults, the main wrench fault or wrench-fault zone, and en echelon normal faults. These are described below and are illustrated in the models (Figs. 7-10).

En Echelon Folds

En echelon folds are the most attractive prospective structures in wrench zones because they form early and thus provide traps during early hydrocarbon migration, and because they commonly afford the largest closures that are genetically related to wrenching (Harding, 1973). As the amount of displacement on the wrench zone increases, the initial folds are broken first by fractures and then by faults. In later stages of wrenching the folds may become shattered (Fig. 9C), and parts of the folds on either side of the wrench fault may be offset (Fig. 10C). As movement of crustal blocks continues over long periods of geologic time, the half-folds on one block can be removed completely away from the area, and the wrench fault itself may provide updip closure.

The term "en echelon" refers to the arrangement of structures along a linear zone so that individual folds or faults of the same kind are parallel with each other and are inclined equally to the strike of the zone. The nomenclature for describing en echelon fold sets is similar to that for wrench displacements. Right-lateral wrenches produce right-handed fold sets (Fig. 11A), where a traverse along the axis of any fold to its terminus would turn right to reach the next fold in the en echelon set (Cumpliehl, 1958). A left-handed



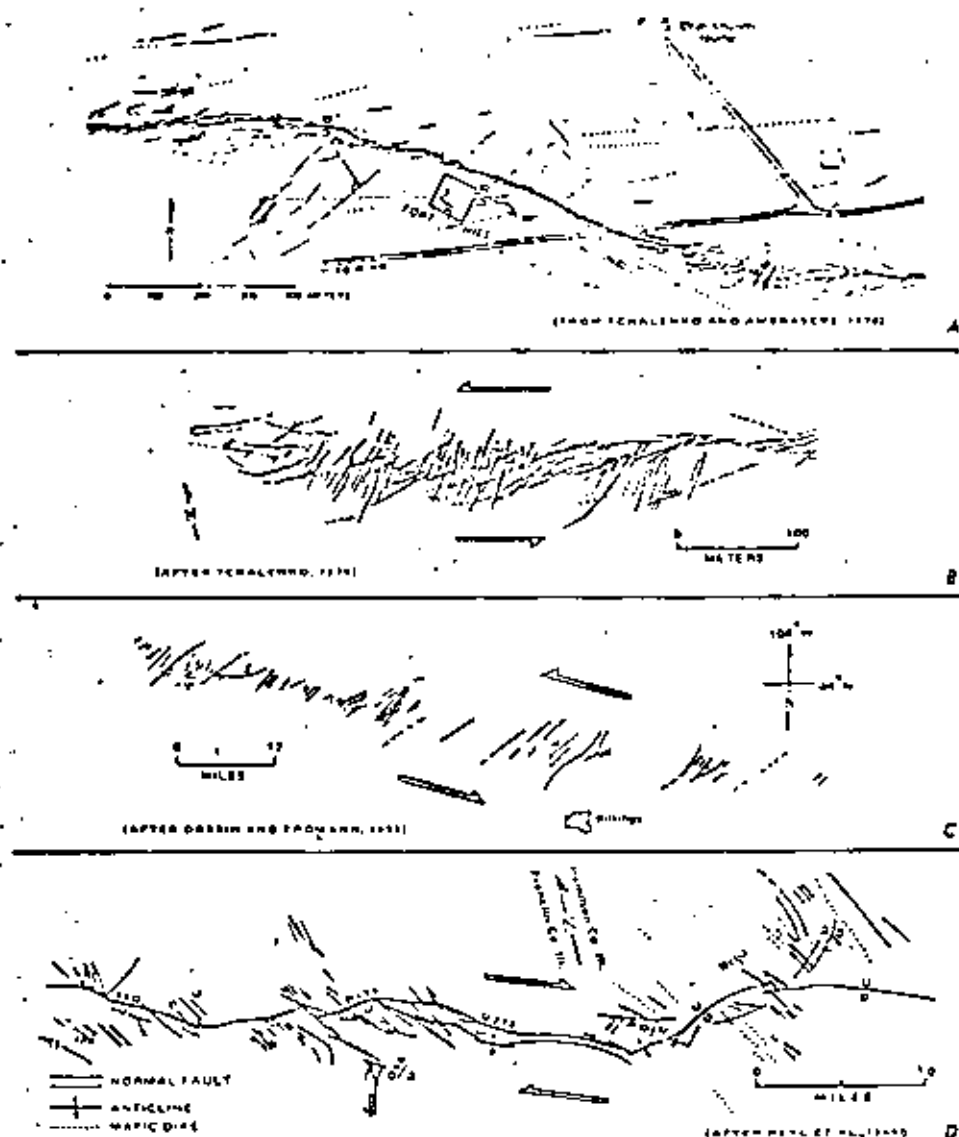


FIG. 3.—Fracture patterns in wrench zones.

A. Part of Pacific Basin (Iran) earthquake fracture zone along left-lateral wrench. Western part shows development of synthetic en echelon faults; eastern end shows both synthetic and antithetic en echelon faults. B. Synthetic and antithetic en echelon fractures (enlargement of east end of wrench zone in A shown). C. Lake Basin fault zone, Montana, showing en echelon normal faults along indicated wrench zone. D. George Cross fault zone, Illinois, note en echelon normal faults parallel mafic dikes and reversal of vertical separation sense on throughgoing strike-slip fault. Vertical components indicated in feet.

set of en echelon folds in eastern Panama (Fig. 11B) is probably related to a left-lateral wrench.

All en echelon folds in one zone are usually of similar shape and extent. The folds in Figure 9 are more distinct and more uniform than is usual for clay-wrench models, because a thin sheet of plastic film (0.0075-in. thick) was interlayered in the clay 0.25 in. below the surface. Several larger en echelon folds developed in the other two models (Figs. 7, 8, 10), which are homogeneous clay cakes without plastic film. The folds in Figures 7 and 8 are low and only faintly visible, whereas those in Figure 10 are larger. This difference probably is explained by the rates of deformation: the model with distinct folds (Fig. 10) was deformed 2.5 times faster than the other model (Figs. 7-8).

A close examination of Figure 9A reveals a small difference between the average fold trend and the trend of the longer axes of the ellipses. This difference probably is accentuated by the presence of the thin plastic sheet, which has influenced strongly the folding. Other similar experiments have shown that the fold size and fold spacing in the wrench zone are related to the depth of burial of the plastic film below the clay surface. Shallower plastic sheets produce smaller, more closely spaced folds. Another characteristic unique to models with plastic film (Fig. 9) is the rapidity of folding after slow deformation begins. In the extreme case of the plastic sheet directly on the clay surface, a very slight distortion by wrenching immediately causes folding in the plastic sheet and in the clay just below.

In models without the plastic sheet (e.g., Fig. 10B), the longer ellipse axes are nearly parallel with the axes of the clay folds. This is similar to the ellipse diagram (Fig. 6), but the model ellipses are not so elongate as the ellipse in Figure 6.

For a true simple shear, the angle between the fold axis (long axis of the ellipse) and the strike of the wrench zone is always less than 45° . For most wrench-fault experiments with clay, the angle between en echelon fold axes and the wrench fault approximates 30° . Folds that form later during the deformation have lower angles.

Fortunately, in the early stages of exploration in an area where wrenching is suspected, the recognition of several typical wrench-zone structures will serve to define the trend of the zone itself and probably also the sense of wrench displacement. By extrapolation from models, the axes of en echelon folds, which may be subtle, low-relief features, should be at an angle of 30° to 45° to the wrench trend, either in a clockwise direction (left-handed folds) or in a counterclockwise direction (right-handed folds). If the

wrench-zone trend is known or suspected, and the displacement sense is unknown, folds still could be anticipated along the wrench trend with their axes inclined about 30° to that trend.

In nature (Figs. 1-5), fold orientations in a wrench zone can be different for several folds along the same fault trend. Some folds, or parts of folds with irregular axial trends, may parallel the wrench fault or cross the wrench zone at a low angle. Several factors that can influence the shape and trend of en echelon folds include convergence of blocks during wrenching, changes in strike of the wrench fault, large components of vertical displacement, differences in kind and thickness of sediments, and mobility of basement near the folds.

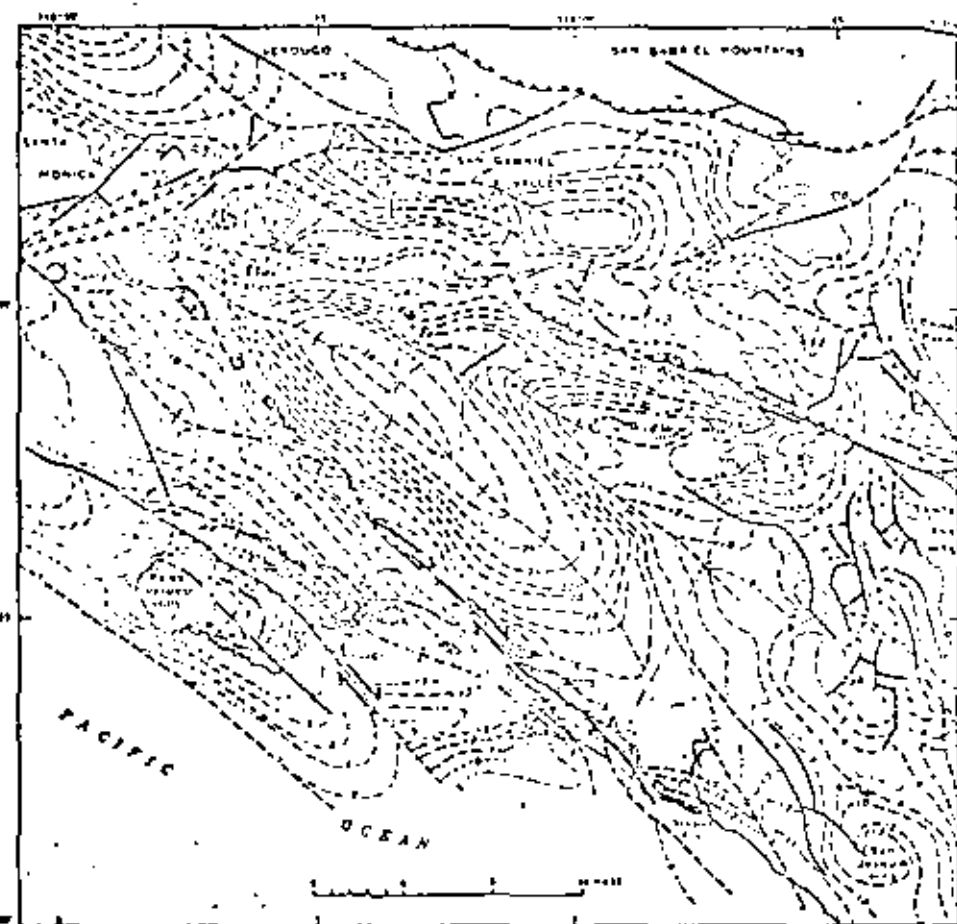
Conjugate Strike Slip Faults

Wrenching causes two sets of intersecting, vertical fractures to form in a predictable orientation along the wrench zone. One set, the low-angle fractures (C-C', Fig. 6), makes an angle between 10° and 30° with the wrench strike (X-X'), whereas the high-angle set (D-D') intersects the wrench at an angle between 70° and 90° . These conjugate fractures can be either joints or faults, or both, depending on the magnitude of wrenching.

The acute angle of intersection of the two fracture sets is dependent on the nature of the rocks and the deformation; it is usually in the range of 60° - 70° . This angle is bisected by the direction of maximum compression (B-B', Fig. 6). On the clay model in Figure 7C, one fracture of each set forms an "X" cutting the center small ellipse. The wedge in the acute angle of the intersection is displaced (Fig. 8D) toward the center of the ellipse as deformation continues. Two important aspects of the deformation are illustrated by this wedging: (1) the opposite senses of lateral displacement on the two intersecting strike slip faults; and (2) contemporaneous plastic deformation and faulting.

The low-angle faults (Fig. 7C) intersect the wrench strike (line of ellipse centers) at 12° and have the same sense of displacement (left) as that of the main wrench zone (Figs. 11C, 12D-E) and the final wrench fault (Fig. 8F). These low-angle faults are called synthetic strike-slip faults, or simply synthetic faults. In contrast, the high-angle set of conjugate strike-slip faults has a displacement sense opposite that of the wrench; these are known as antithetic strike-slip faults, and they are right-lateral in this left-lateral wrench model. They form angles of 78° with the wrench and 66° with the synthetic fault in the center ellipse (Fig. 7C). The low- and high-angle





(AFTER VERKES ET AL. 1949)

EXPLANATION

STRUCTURE CONTOURS
Drawn on basement rock surface.

FAULT

REVERSE FAULT

NORMAL FAULT

ANTICLINE

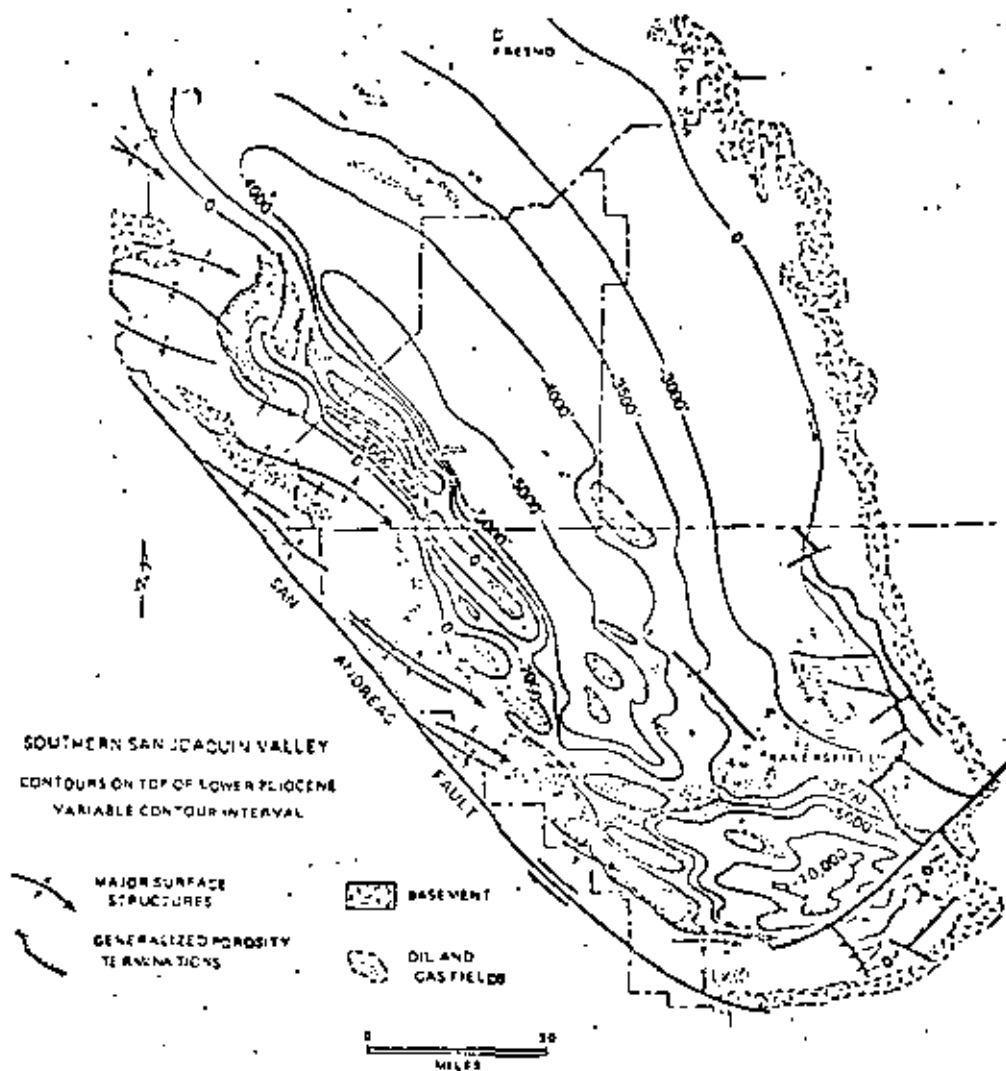
SYNCLINE

OIL FIELD

Showing direction of plunge

Showing direction of plunge

FIG. 4—Major wrench structures and oil fields, Los Angeles Basin, California.



SOUTHERN SAN JOAQUIN VALLEY
CONTOURS ON TOP OF LOWER PLIOCENE
VARIABLE CONTOUR INTERVAL

MAJOR SURFACE
STRUCTURES

BASEMENT

GENERALIZED POROSITY
TERMINATIONSOIL AND
GAS FIELDS

0 10
MILES

(AFTER HODD, DEER, AND BLEMPFEL, 1966)

FIG. 5—Major wrench structures and oil fields, San Joaquin Valley, California.

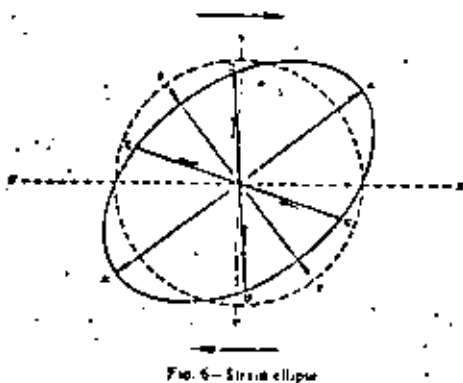


FIG. 6—Strain ellipse

conjugate fractures have been termed Riedel shears and conjugate Riedel shears, respectively, by Tchalenko and Ambraseys (1970).

Continuing deformation after the conjugate fractures have developed proceeds as a combination of strike-slip faulting and plastic distortion. The acute angle between the two faults enlarges as the two faults rotate away from each other. The supplementary obtuse angles decrease as the larger wedges bounded by them move outward along the long-ellipse axis (A-A', Fig. 6), which marks the direction of extension (or minimum compression).

The rotation of the conjugate faults is an internal (local) rotation caused by compressive deformations and is not related uniquely to wrenching. The same conjugate fault pattern, wedging, and internal fault rotation are possible when rocks (or clay) are subjected to straight external compression, that is, when the compressive forces are opposed on a straight line (Ramsey, 1967, p. 69).

Wrenching, however, also produces external (regional) rotational deformation. The wrenching forces, which result from regional simple shear, act in opposite directions as if on separate, parallel lines so as to form a couple. The resulting deformation generally is restricted to a linear wrench zone parallel with the couple and to the

edges of the moving crustal blocks. A left-lateral wrench has an external sense of rotation that is counterclockwise (Figs. 7, 8), whereas right-lateral wrenches have clockwise external rotation (Figs. 9, 10). This can be seen in the models by noting the rotation of the ellipse axes as wrenching proceeds.

The effects of both the internal rotation due to wedging and the external rotation due to wrenching further distinguish synthetic and antithetic faults. For a left-lateral wrench (Figs. 7, 8), external rotation tends to move the synthetic fault counterclockwise away from the wrench trend as the internal rotation tends to move the fault clockwise toward the main wrench. The result is little rotation of the synthetic fault in either direction. It originally formed nearly parallel with the strike of the main wrench zone and, therefore, remains in that favorable orientation to accommodate additional wrench displacements.

The antithetic faults, however, formed at a high angle to the wrench, and the continuing deformation gave both the external and the internal rotations to be counterclockwise (Figs. 7, 8). This tends to increase further the original high angle to around 90° to the wrench zone. As a consequence, lateral displacements on antithetic faults are generally small compared with those on either their synthetic counterparts or the main wrench fault. In some cases, the high-angle position of the antithetics is so poorly favored for displacements as to preclude their formation. In all the clay models (Figs. 7-10) synthetics are much better developed and account for much more wrench displacement than the antithetics.

The combined effects of external and internal rotation on the fault sets are compared in Table 1 for the left-lateral wrench model (Figs. 7, 8). Note a second set of conjugate shears, nearly parallel with the first set, cutting the center ellipse (Fig. 8D-F).

A useful clue to interpretation is provided by the antithetic faults that have been rotated. Their original planar attitude becomes bent by the combined internal and external rotations acting in opposite directions on either side of the wrench zone. The map view of the twisted faults is a flat S with the apex of the S pointing toward the direction of displacement, i.e., S for left wrenches (Fig. 8D-F), and a reverse S for right wrenches (Fig. 10C).

Wrench Faults

The development of the main, throughgoing wrench fault is the last stage in the early phase of wrench-zone deformation. The entire early phase of wrenching usually constitutes a brief and tran-

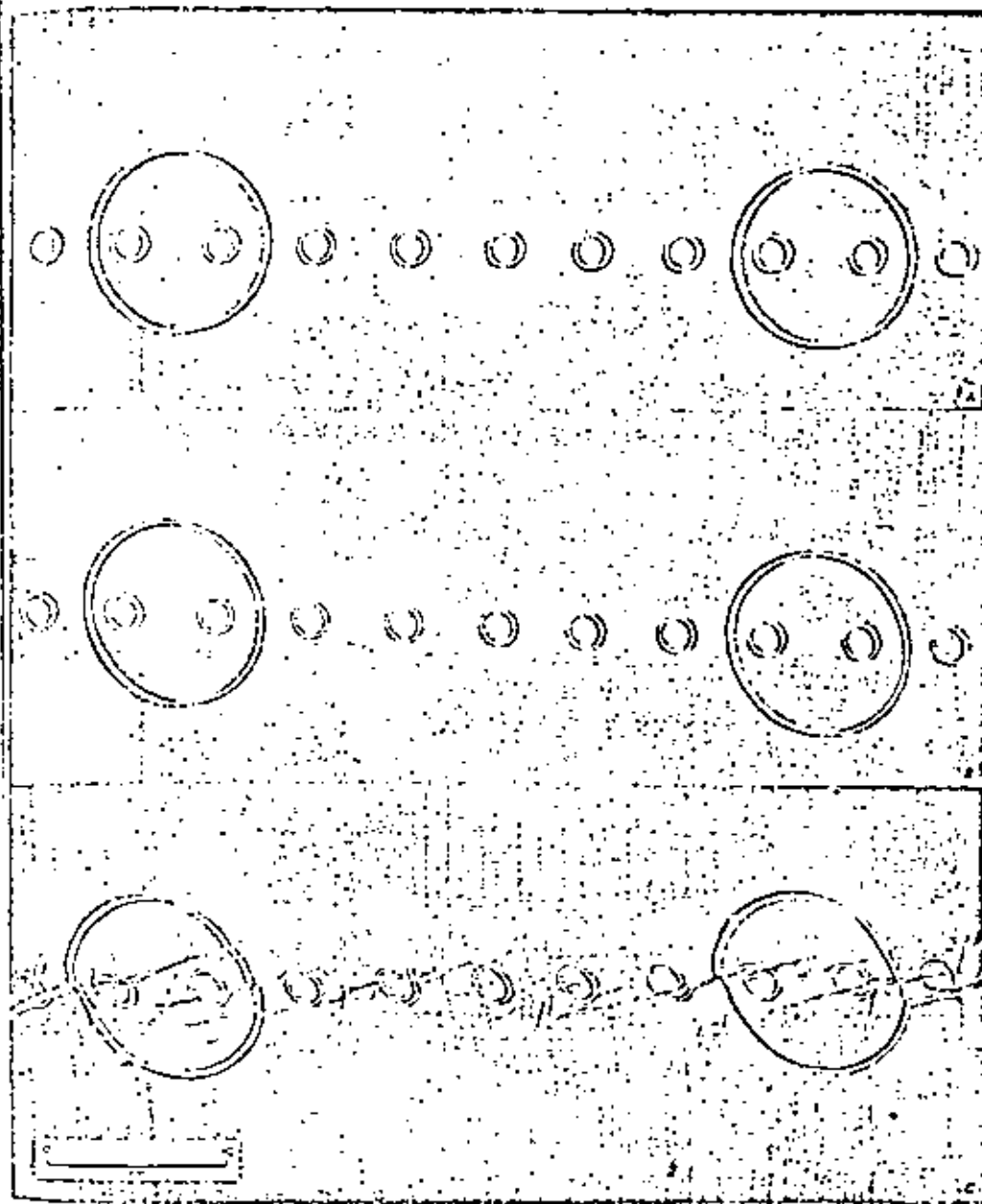


FIG. 7—Clay model of parallel left-lateral wrench fault (A-C = three stages, vertical views). See Figure 8 for three following stages.



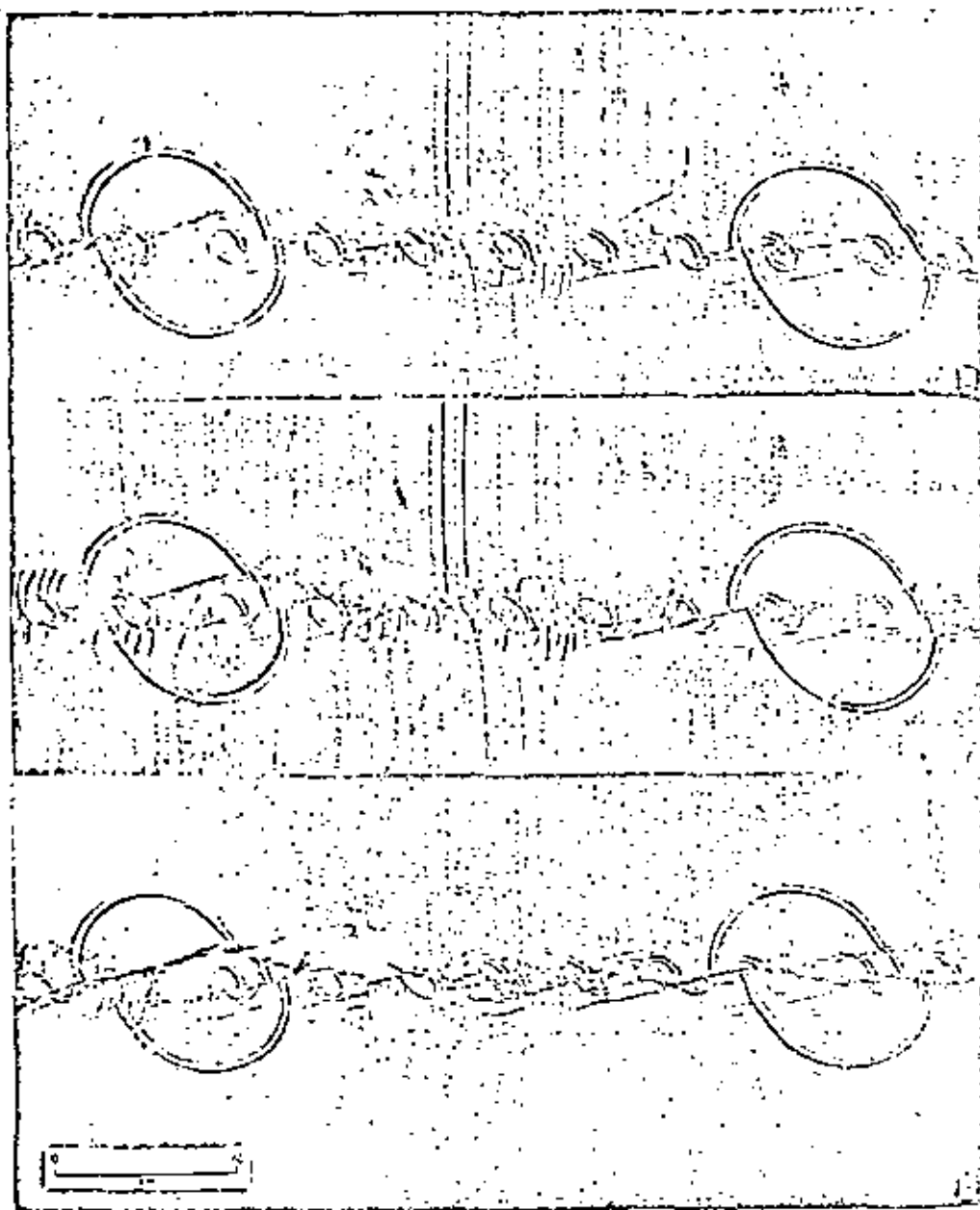


FIG. 8—Clay model of parallel left lateral wrench fault (D-F = three stages, vertical view). See Figure 7 for first three stages.

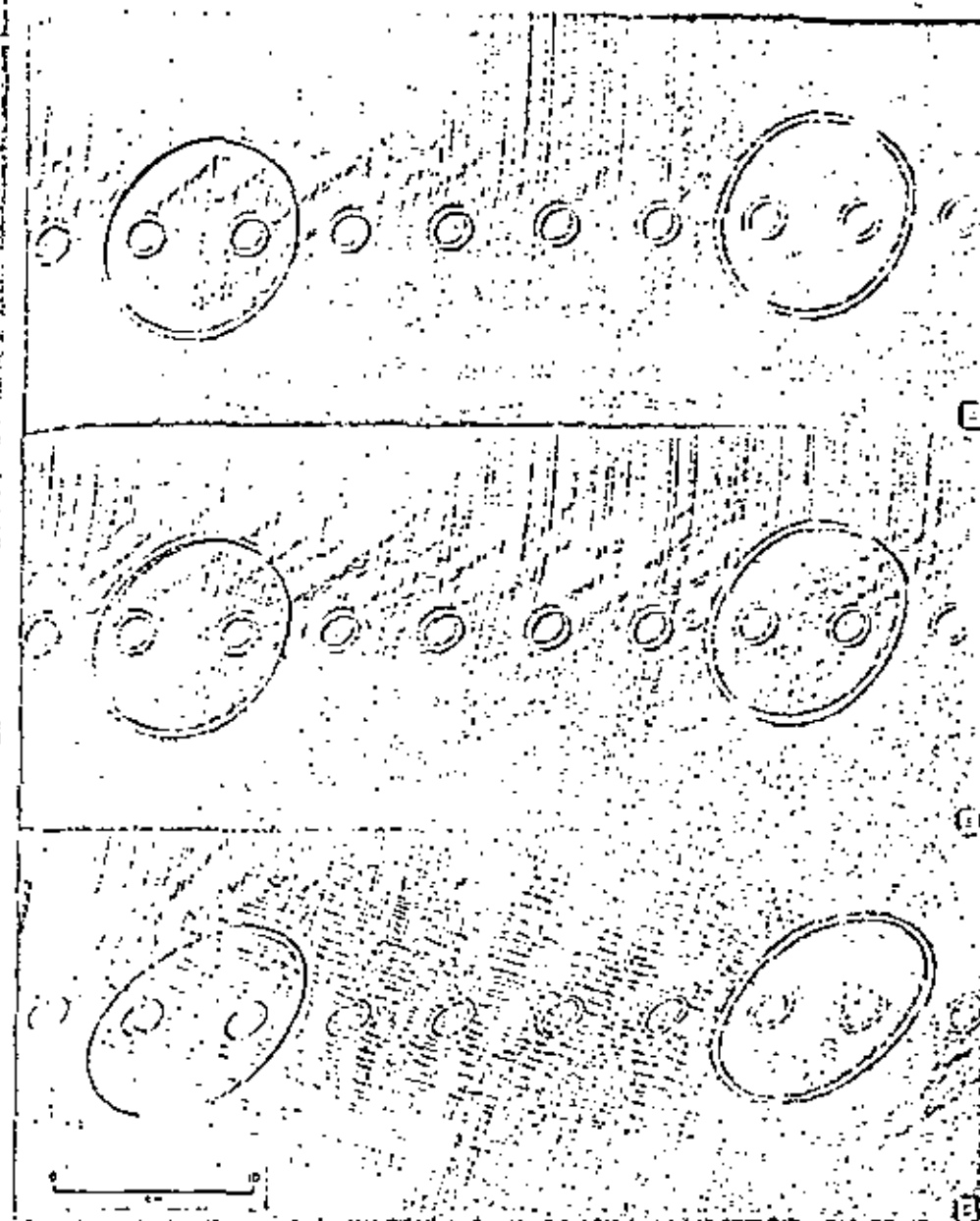
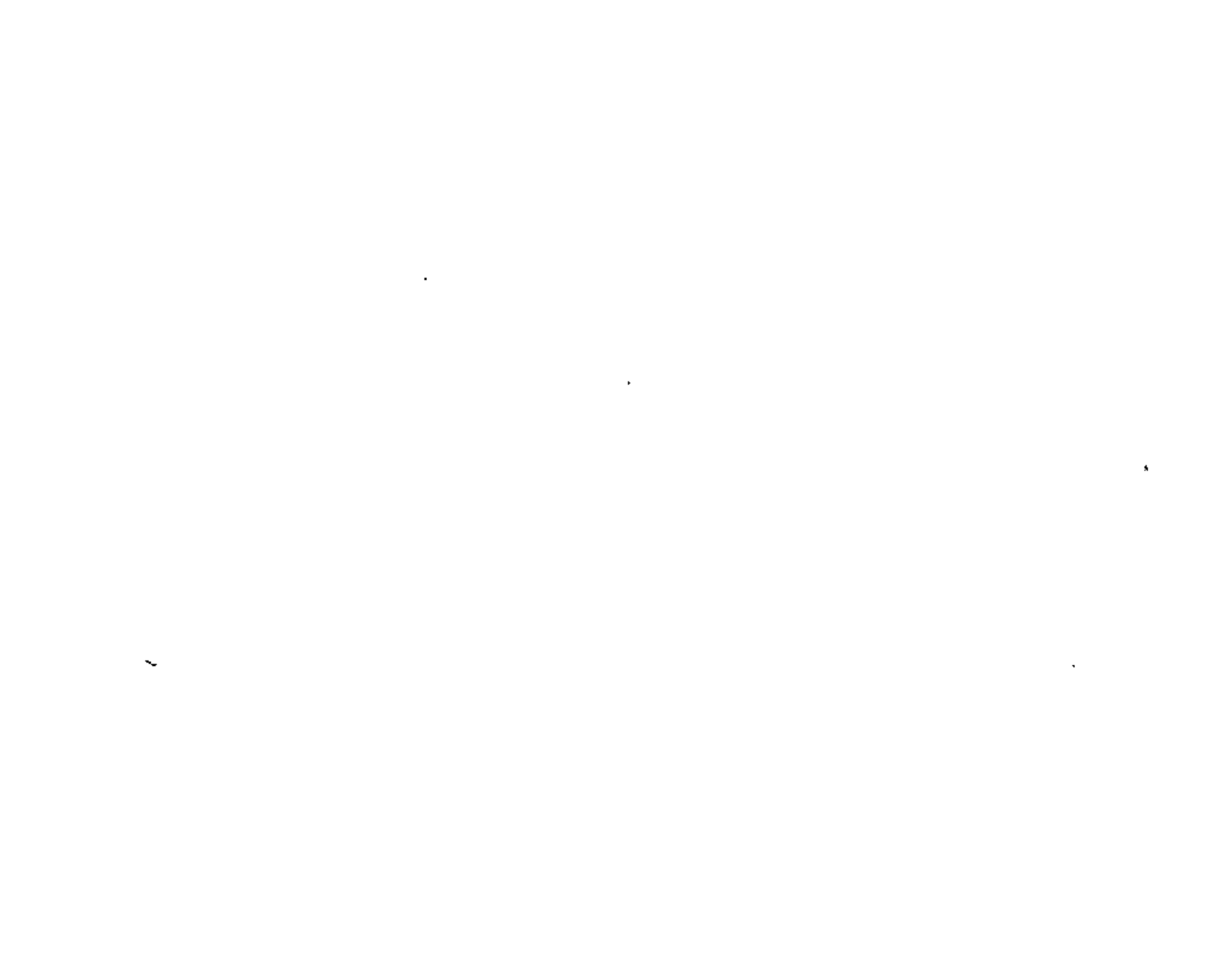


FIG. 9—Clay model of parallel right lateral wrench fault; with layer of thin plastic film embedded 0.25 in. below surface to enhance retraction folds (A-C = three stages, vertical view).



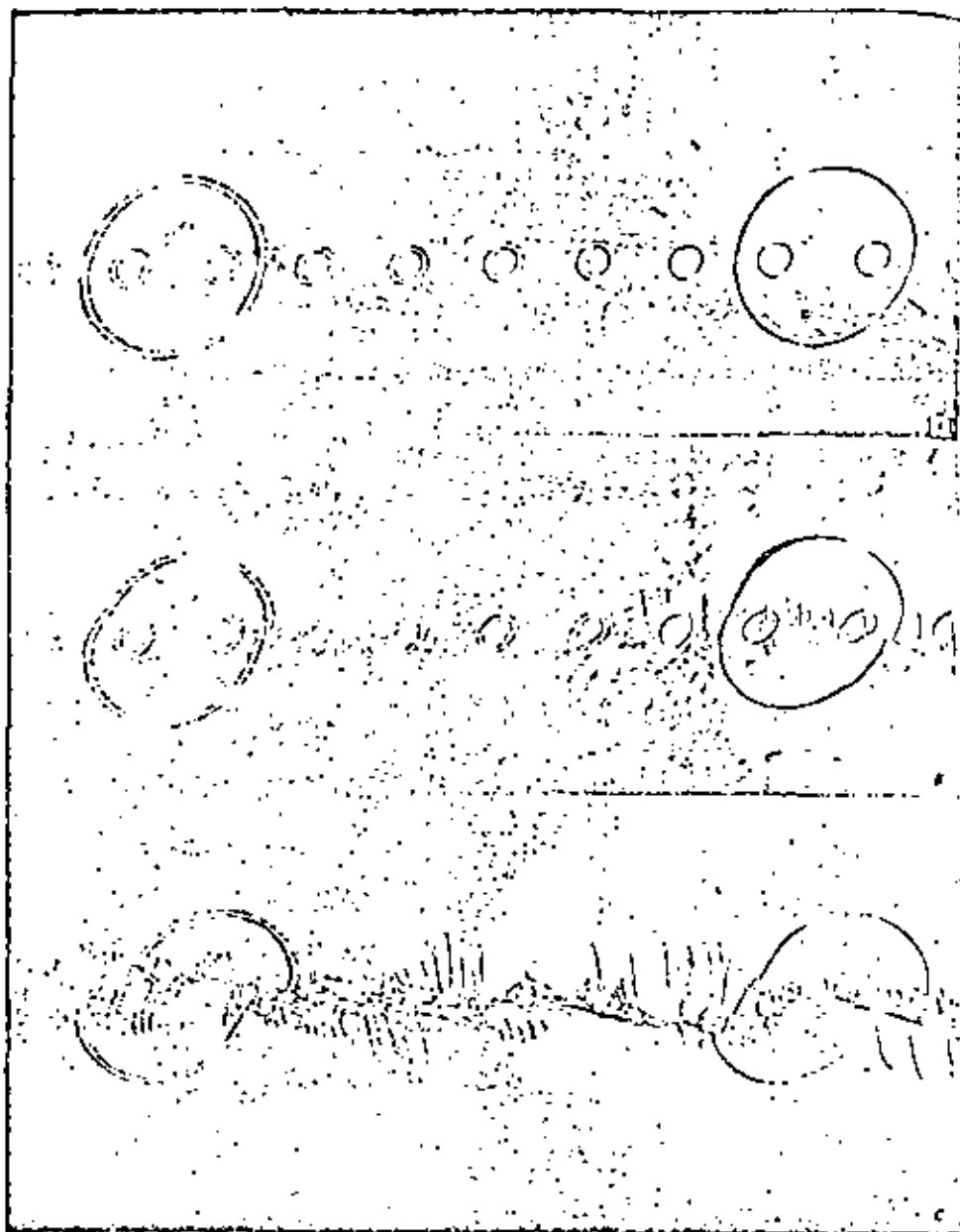


Fig. 10—Clay model of parallel right-lateral wrench fault (A-C = three stages, vertical views).

tion period in the long history of a major wrench fault, but this early phase is of great importance in the process of hydrocarbon trap formation.

After a short interval of concurrent folding and conjugate faulting, the rocks (or clay) fracture in a relatively narrow zone within the overall deformational swath, and the master wrench fault is created. This process of rock failure begins at several points along the wrench zone (e.g., see Fig. 8E, between small circles 4 and 5, 7 and 8, 9 and 10). At some locations a synthetic fault develops into the incipient wrench-fault trend, and at others a new fracture forms more nearly parallel with the strike of the wrench zone and at a small angle to the nearby synthetic faults. As this process continues, the main wrench fault gradually emerges as an interconnected series of these earlier fractures. (The plastic film prevented the formation of the single wrench fault in the model in Fig. 9.)

A great variety of fault blocks is produced within the wrench zone. Some large blocks are caught between early formed branches of the main wrench (Fig. 8F, near large ellipse at left), and many smaller blocks are sliced and deformed into horsts and grabens between the main wrench fault and the conjugate faults. Once individual fault blocks are separated by faulting, they tend to deform somewhat independently: some rise, some sink, some are folded, and some are faulted again.

As displacement on the main wrench fault increases, slip diminishes on the other faults in the zone. The active fault "plane," or a relatively thin, crush zone along the active part of the fault, commonly shifts from side to side of the wrench zone. Distortion and faulting of the whole zone become complex, and this results in a braided fault pattern that is typical of major wrench zones (Fig. 12C).

Changes in the strike of the active fault lead to additional deformation of the wall rocks as strike slip continues. The parallel wrench becomes a convergent or a divergent wrench, at least locally. The size and extent of the resulting compressional or extensional structures depend on the amount of change in fault strike and the amount of displacement along the curved fault surface within the braided system (see Fig. 12 and accompanying text discussion of convergent and divergent wrenching).

Tension Fractures

The orientation of tension joints or normal faults parallels the short axis of the strain ellipse

(Fig. 6, B-B), crosses the en echelon fold axes at right angles, and bisects the acute angle between the conjugate shears. En echelon tension fractures may form along a wrench zone in the initial stage of deformation, but they rarely are destroyed as wrench displacement increases and compressive structures (folds and conjugate faults) become more prominent. In clay models of wrenching, tension fractures are uncommon because of the strong cohesion within the clay. Water placed on the clay surface eliminates this cohesion, and large, open, en echelon tension cracks form to the exclusion of other fractures and folds.

Two examples of en echelon normal faults that are presumed to lie above buried wrench faults are the Lake Basin fault zone, Montana (Fig. 3C), and the Cottage Grove fault zone, Illinois (Fig. 3D). In both these fault zones, the amount of wrench movement of the basement blocks after sedimentation has been small—just enough to fracture the overlying sedimentary rocks without causing significant lateral offset. Additional linear zones which may represent wrenching have been recognized near the Lake Basin zone (Smith, 1965).

The Cottage Grove zone displays two other features of wrenching. The northern block of the main east-west fault is downthrown in the western part of the zone and upthrown in the eastern part. This kind of change in the vertical displacement sense along strike is typical of wrenches. The tensional component of wrenching is marked in the eastern area around the fault zone by mafic dikes, S_h intrusions and vein fillings in tension fractures are well known in mineral deposits and plutonic terranes, and they fit the fracture pattern for wrenching along this zone.

Antithetic fractures inherit some of the tensional component of a wrench deformation and commonly become nearly vertical normal faults with negligible lateral displacements. A downward displacement on either of the conjugate strike-slip faults tends to be toward the acute wedge. This is well shown in the clay models (Fig. 10C), where there are many closely spaced antithetic faults at both ends of the wrench zone. Such concentrations of "antithetic-normal" faults impart a pseudoplasticity to the clay (or rocks) that permits these zones to deform more or less uniformly without being cut by one main wrench fault. Thus, a wrench fault with measurable strike slip can pass into one of these fracture zones along its strike where there is the same regional shift across the zone but no single fault of large lateral displacement.

CONVERGENT AND DIVERGENT WRENCHING

Opposed crustal blocks that do not move par-

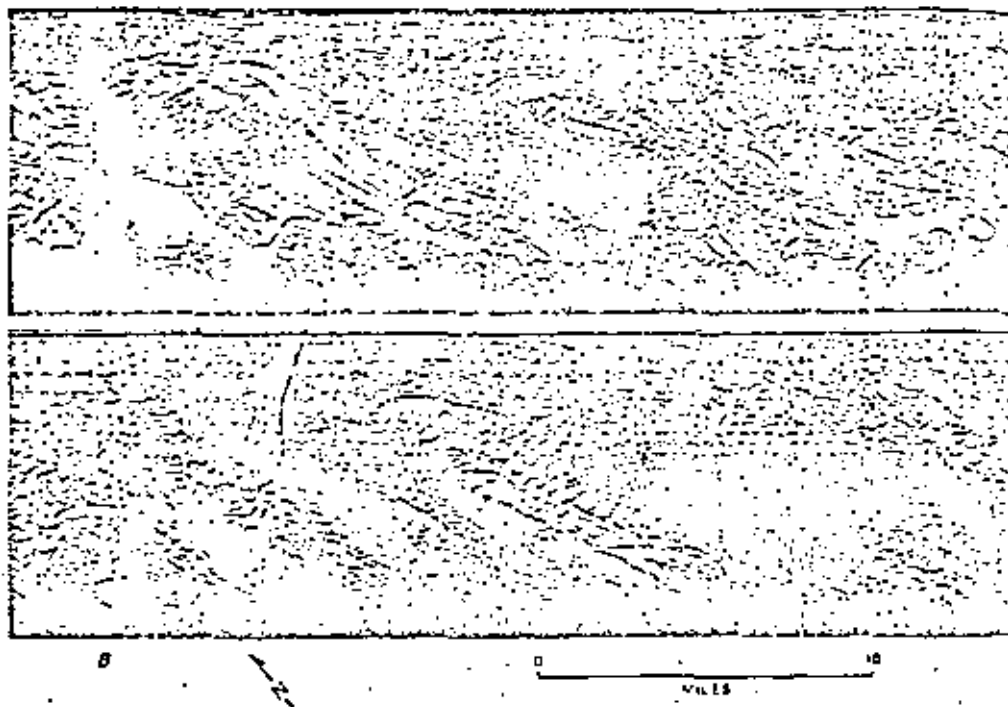
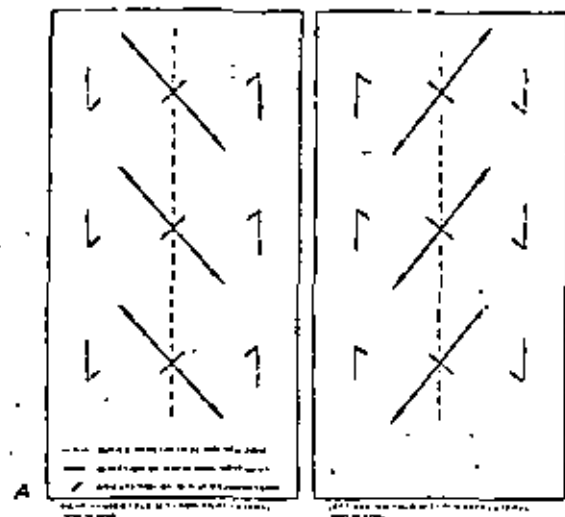


FIG. 11—An echelon folds. A. Diagrammatic right- and left-handed fold sets formed by right- and left-lateral wrenching, respectively. B. Radar image of surface folds. Danah Basin, eastern Panama, covered by left-lateral wrenching, ultimately acquired by Westinghouse Electric Corporation, under contract from U. S. Army TOPOCON, Ft. Belvoir, Virginia.

Table 1. Orientation of Conjugate Fractures Cutting Centers of Small Ellipse

Figure	Apparent Shear Angle*	Angle Between Wrench Strike and Synthetic Fault	Angle Between Wrench Strike and Antithetic Fault	Angle Between Synthetic and Antithetic Faults
7c	20°	17°	18°	66°
8d	28°	17°	22°	70°
8e	36°	14°	27°	77°
8f	48°	15°	33°	78°

*See Figure 8.

allel with a wrench fault either converge or diverge as wrenching proceeds. These oblique movements may be related to nonparallel displacements of crustal blocks on a regional scale, or they may be due to local changes in strike of a generally parallel wrench. It is common for both convergence and divergence to develop locally along a wrench. Convergent wrenching, on whatever scale, tends to enhance compressive wrench-zone structures, namely, folds and conjugate strike-slip faults, and strong convergence can cause reverse faulting and thrusting. The formation of tensional structures, mainly normal faults, is typical of divergent wrenching.

A particularly good example of both convergence and divergence is seen north of Los Angeles, California, in the San Andreas wrench system (Fig. 12, 13). A pod-shaped block, which is about 100 mi long and 20 mi wide, lies southwest of the San Andreas fault and northeast of the curving San Gabriel fault (Fig. 12A). Both faults are well-documented, right-lateral wrenches.

The pod-shaped block has moved southeast along the curved San Gabriel fault and has caused convergence on its southern and south-eastern margin. Reverse faults with strike-slip components characterize this margin and attest to the lateral wrenching combined with compression and high-angle thrusting.

Concurrently, the northwestern part of the pod was under tension as it diverged from the curving southern end of the San Gabriel fault, and the Ridge Basin was formed (Fig. 12A). Sediments filled this basin as faulting continued, and they record the fault movements by preserving several unique rock types whose source areas were displaced alongside the basin (Fig. 12B).

One such suite of gneissic rocks is preserved as coarse blocks in the Violin Breccia (Fig. 12A, B), which accumulated along the northeastern side of the San Gabriel fault scarp as wrenching continued from the late Miocene to the late Pliocene (Crowell, 1954a, b). The Ridge basin illustrates

how major wrench faults can influence basin development and sedimentation as well as the tectonic history and structural style of a region.

An echelon folds in a clay model are enhanced by even a slight convergence of only 2° (Fig. 13). In the early stage of movement, the folds are well developed throughout most of the central part of the model (Fig. 13A), and a few synthetic fractures have formed. At a later stage (Fig. 13B), the folds have been offset along the synthetic faults and the incipient throughgoing wrench. A few antithetic faults also formed, but their importance in this deformation was minimal.

A more intensive an echelon zone of compression develops along a model wrench with a convergence of 15° (Fig. 14A). Good an echelon folds form in the narrow zone that later is uplifted, and both sets of conjugate shears are well developed. Nearly all wrench displacement is concentrated on the synthetic faults along which the fold axes are offset. A side view of the same model (Fig. 14B) reveals the complex thrusting of the wedges squeezed up and out of the wrench zone by the strong convergence. As these blocks rise, they were bounded by vertical or high angle reverse synthetic faults, and they resemble uplifted blocks.

Just south of the San Gabriel fault in the Little Tojunga Canyon area, uplifted out of the San Gabriel fault zone are exposed (Fig. 15) (Reverse faulting in this area accompanied the San Fernando earthquake of February 9, 1971; see Palmer and Henney, 1971.)

Layered-sand models (Tommons, 1969) are also instructive in studying the cross-sectional characteristics of wrench faults. The fault zone widens as the wrench fault splays upward, and individual faults have normal or reverse dip-slip separation, depending on how adjacent fault blocks are displaced within the wrench zone (Fig. 16).

An important result of divergent wrenching is an overlap of extensional block faulting on the

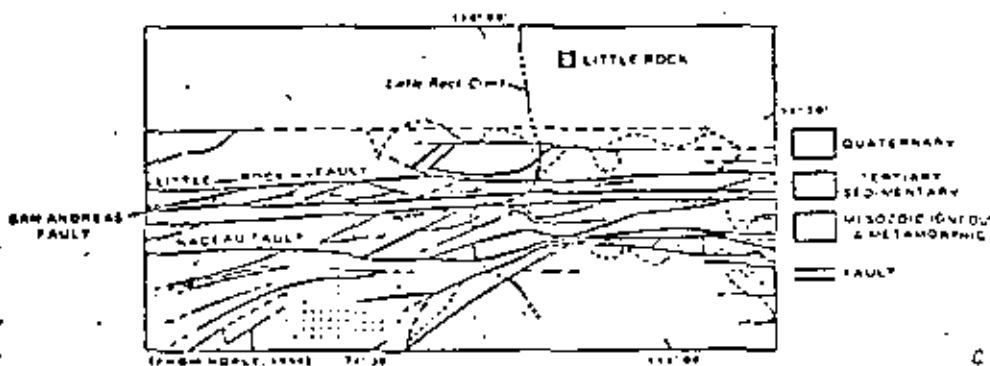
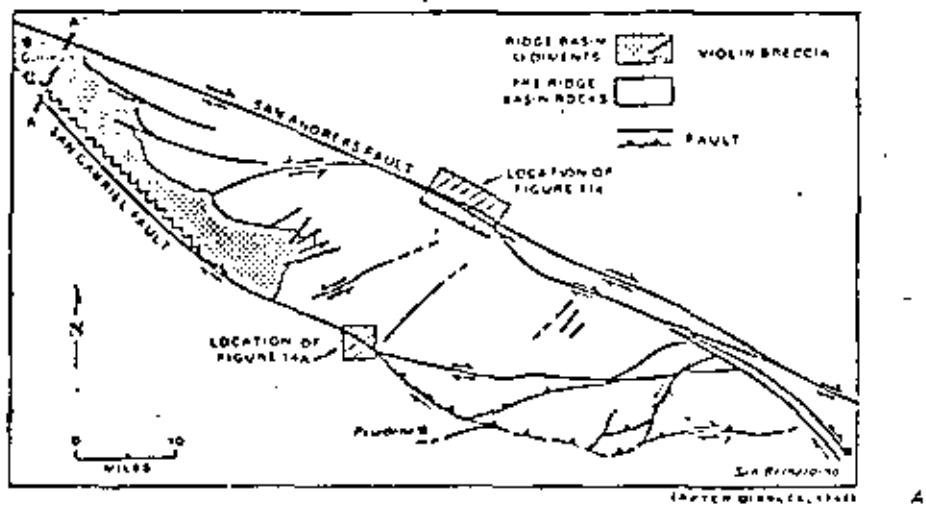


FIG. 12—Wrench structures along the San Andreas wrench-fault system, north of Los Angeles, California. A. Pod-shaped major slice between San Andreas and San Gabriel wrench faults. B. Cross section of Ridge basin, formed and filled with sediments in the northern part of "pod" during wrenching. C. Braiding of faults along San Andreas wrench-fault zone on northeastern side of "pod", note right lateral shift of Little Rock Creek and tilted fault blocks, evidenced by varied outcrop patterns.

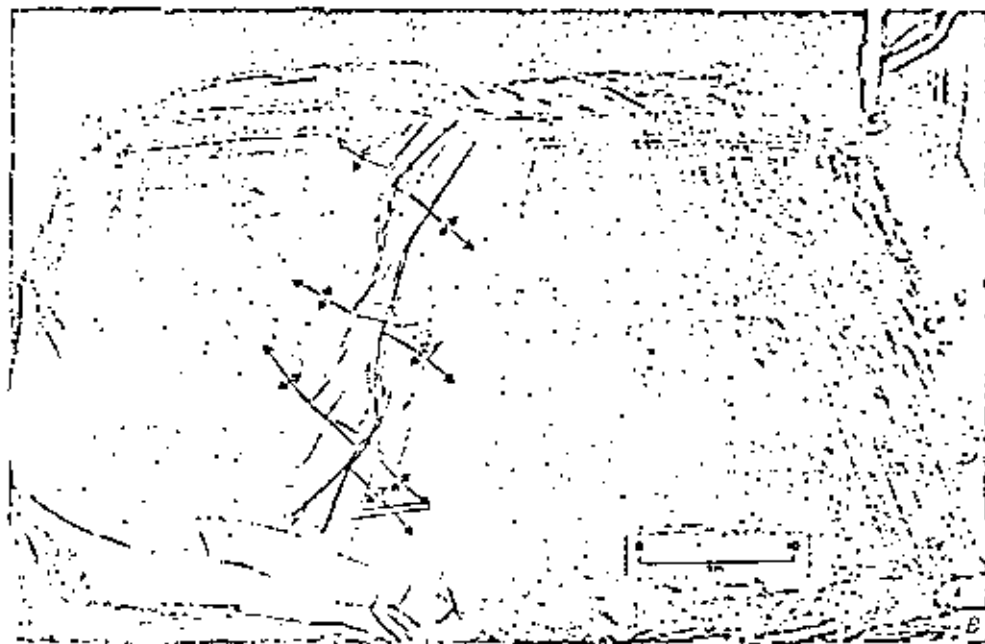


FIG. 13—Clay model of 2° convergent right-lateral wrench fault (A, B = two stages, oblique views) (From unpublished work by P. G. Tompey)

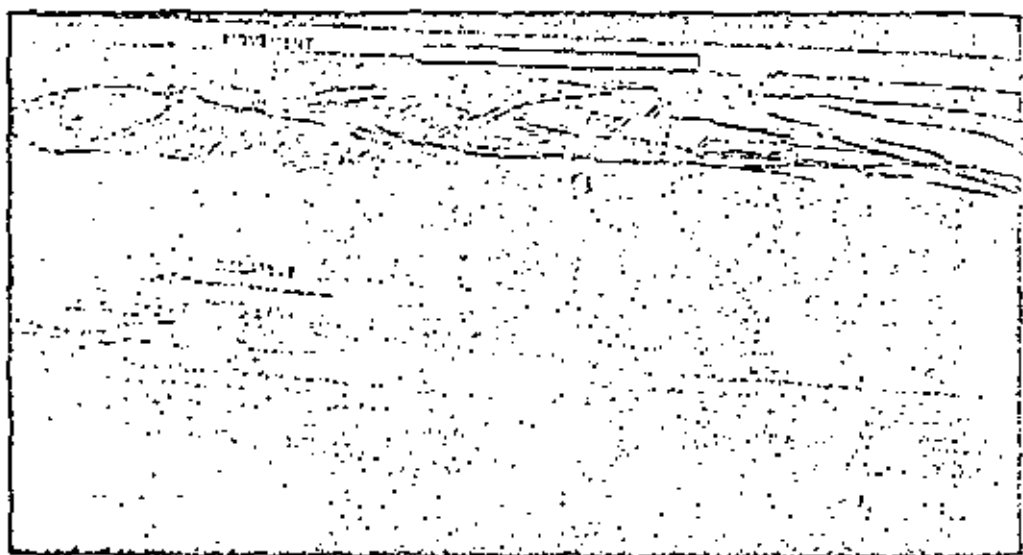
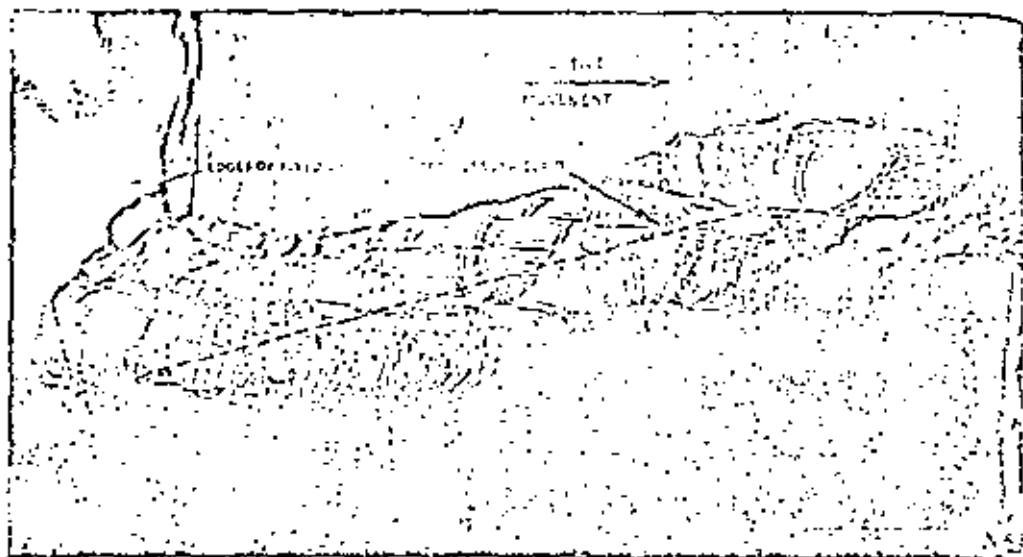


Fig. 14.—Clay model of 15° convergent right-lateral wrench fault (Lowell, 1972). A. Vertical view. B. Side view. Note reversals of vertical separation on synthetic faults at fore ground and dominant strike-slip offset of field area.

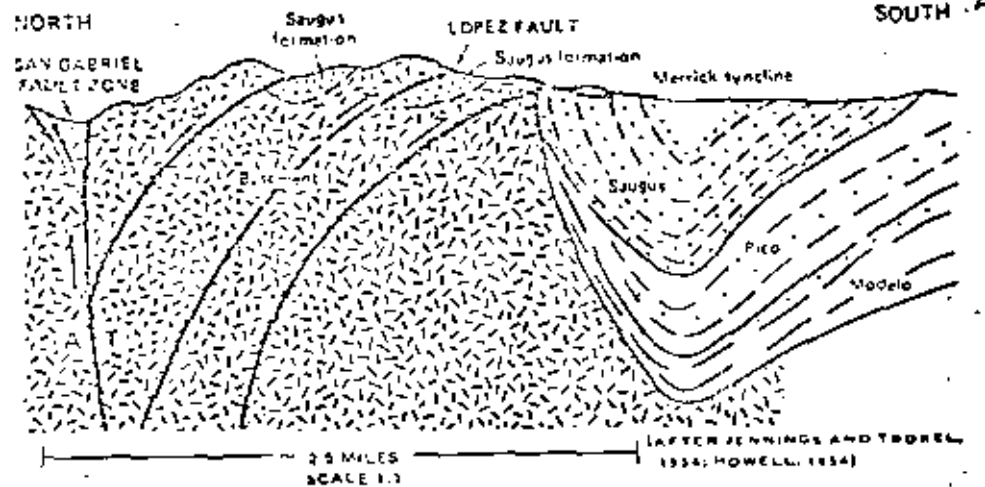
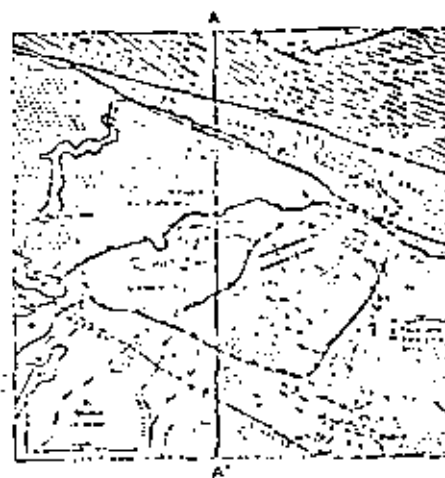


Fig. 15.—Uplifted structures caused by wrenching. A. Map of synthetic (high-angle reverse faults) along San Gabriel fault zone, Little Tujunga Canyon area, north of Los Angeles, California. B. Cross section of synthetic Little Tujunga Canyon area.

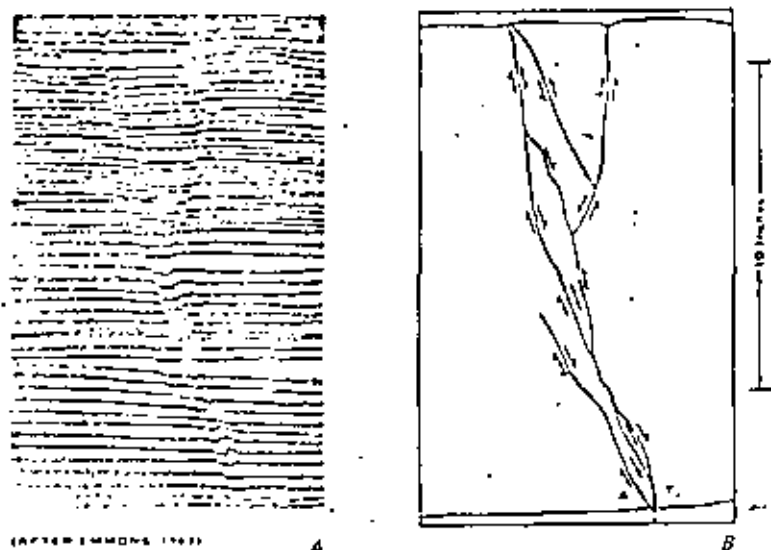


FIG. 16—Layered sand model of a curved, right-lateral wrench fault; radius of curvature, 24 cm. A. Photograph of cross section through center of model (17 cm high and 11 cm wide). B. Line drawing of fault in model; right-lateral wrench movement shown by A (away) and B (toward).

simple wrench pattern (Fig. 17A). Grabens form in preference to horsts, and nearly all fractures have a tendency to develop into high-angle normal faults with oblique slip. *En échelon* folds are poorly developed and have low relief along divergent wrenches, but warping of fault blocks to produce closures between the faults is possible.

The Fitzroy trough in northwestern Australia (Fig. 17B) is probably a divergent wrench graben. It appears that wrenching formed the trough, which filled with sediments, and a final episode of minor wrenching deformed the basin fill. *En échelon* folds in the trough and a zone of *en échelon* normal faults in the adjoining but shallower Northeast Canning basin are properly oriented for the inferred right-lateral wrench zone along the trend of the trough (Ratigan, 1967; Smith, 1968).

CONCLUSIONS

Large quantities of oil and gas are trapped in structures caused by wrenching or influenced by some aspect of wrench tectonics. Knowledge of the wrenching structural style is especially useful in exploration because the basic structural patterns of wrenching are simple and consistent and are well documented from many areas. The struc-

tures and structural traps to be expected in a wrench terrane generally can be predicted with a high degree of confidence.

The principal elements of the basic wrench pattern are: (1) *en échelon* folds inclined at a low angle to the wrench zone; (2) conjugate strike-slip faults, including synthetic faults inclined at a low angle to the wrench zone but in the opposite direction from the folds, and antithetic faults nearly perpendicular to the wrench zone; (3) the main wrench fault, parallel or sub-parallel with the wrench zone; and (4) normal faults or tension joints oriented perpendicular to the fold axes. Any combination of these structures may form within a given wrench zone, and the recognition of any one or a combination of them usually will serve to define the trend and displacement sense of the wrench zone.

Three general styles of wrenching are recognized: (1) simple parallel wrenching, in which crustal blocks move parallel with the wrench fault; (2) convergent wrenching, caused by blocks moving obliquely toward the wrench; and (3) divergent wrenching, resulting from oblique movements of the blocks away from the wrench. All three styles develop on both local and regional scales.

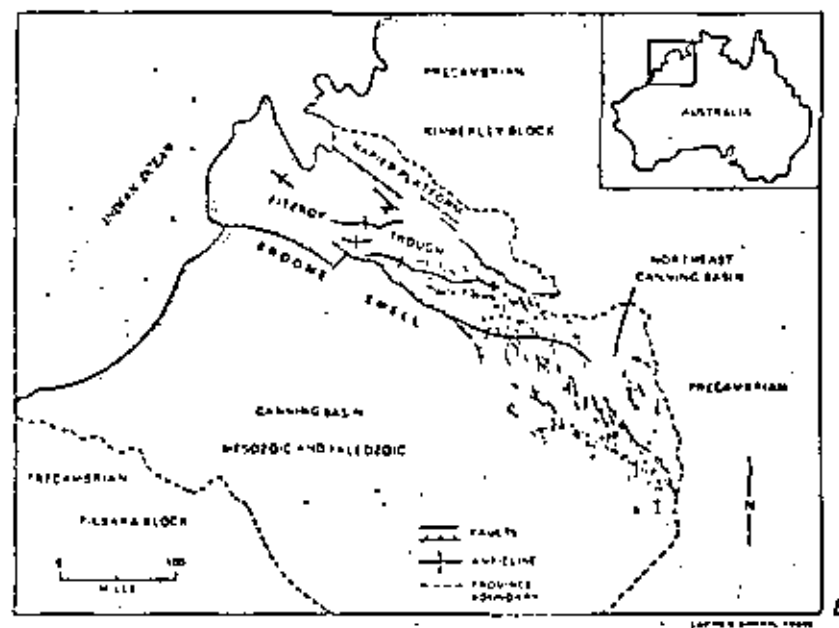
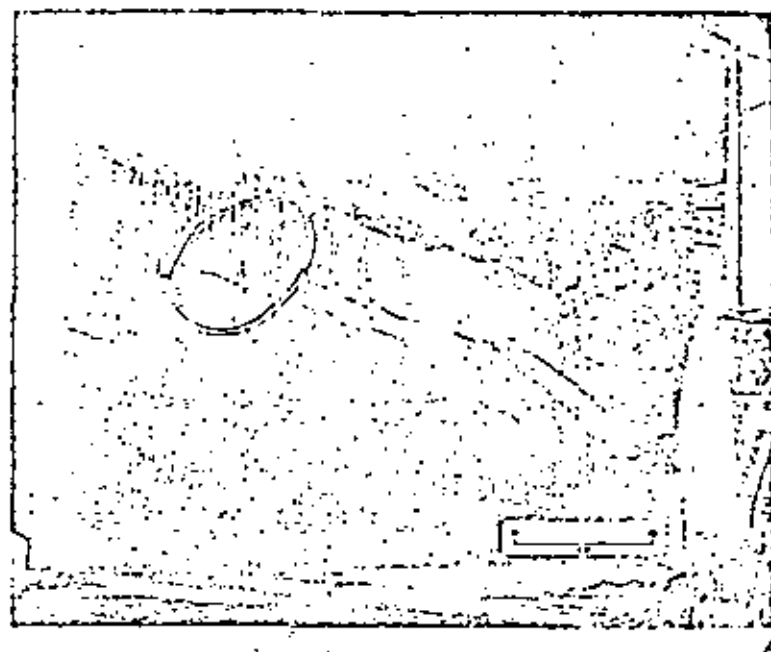
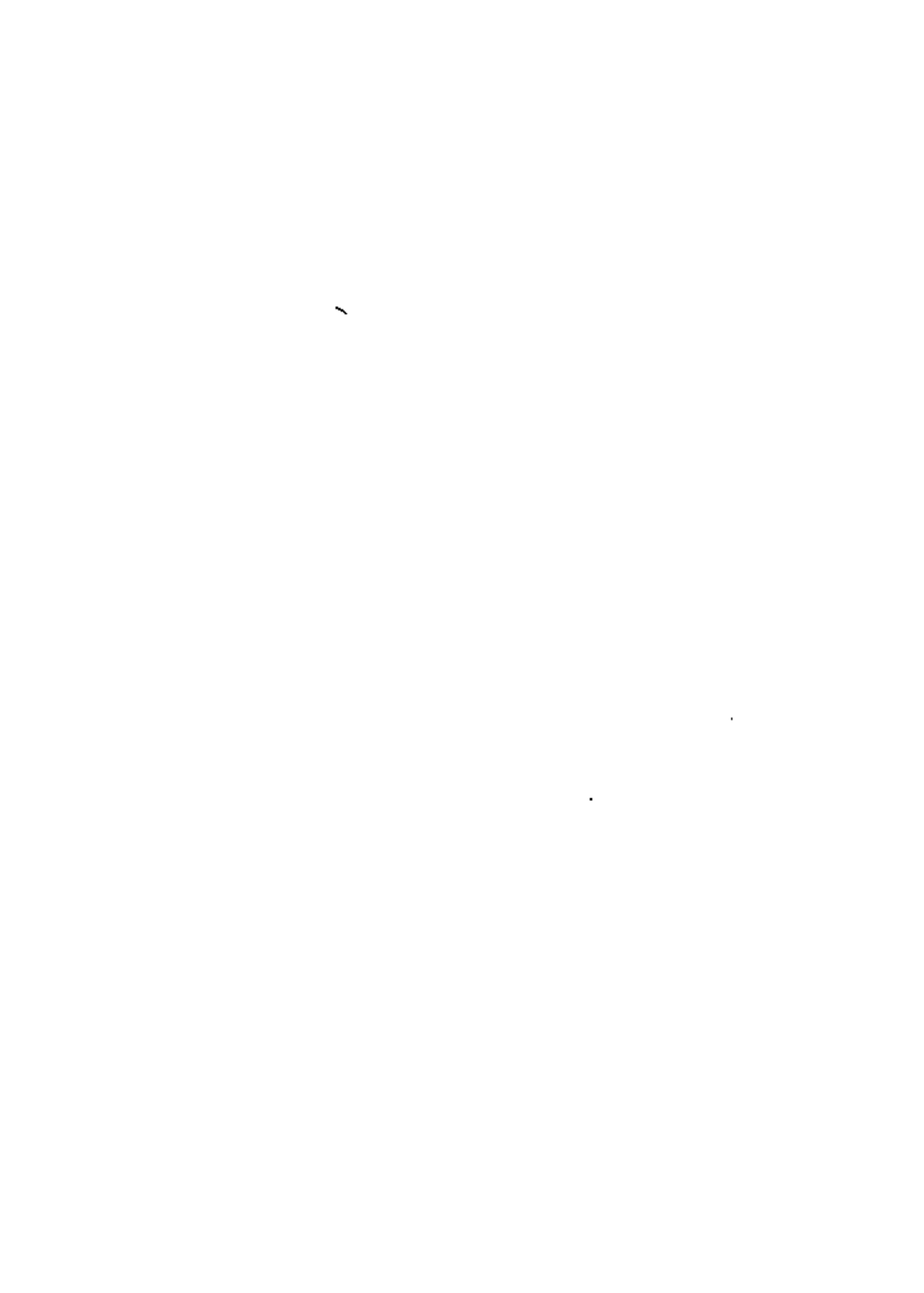


FIG. 17—Divergent wrenching. A. Clay model of 15° divergent right-lateral wrench fault. B. *En échelon* folds and faults in the Fitzroy trough, western Australia.



REFERENCES CITED

- Aharoni, E., 1966. Oil and gas prospects of Kurnub Group (Lower Cretaceous) in southern Israel. *Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull.*, v. 50, no. 11, p. 2388-2403.
- Anderson, E. M., 1951. The dynamics of faulting and dike formation, with applications to Britain. 2d ed.: Edinburgh, Oliver and Boyd, 206 p.
- Bishop, D. G., 1948. The geometric relationships of structural features associated with major strike slip faults in New Zealand. *New Zealand Jour. Geology and Geophysics*, v. 11, no. 2, p. 405-417.
- Campbell, J. D., 1955. *In-shebelon* folding. *Econ. Geology*, v. 55, no. 4, p. 440-472.
- Coom, E., 1955. Experimental analysis of fracture patterns. *Geol. Soc. America Bull.*, v. 66, no. 3, p. 241-256.
- Crowell, J. C., 1954a. Strike-slip displacement of the San Gabriel fault, southern California, pt. 6, Chap. 4, in R. H. Johns, ed., *Geology of southern California*. California Div. Mines Bull. 170, p. 49-52.
- , 1954b. Geology of the Ridge basin area, Los Angeles and Ventura Counties, in R. H. Johns, ed., *Geology of southern California*. California Div. Mines Bull. 170, Map Sheet 7.
- Dibblee, T. W., Jr., 1964. Displacements on the San Andreas fault system in the San Gabriel, San Bernardino, and San Jacinto Mountains, southern California, in W. R. Dickinson and A. Grant, eds., *Proceedings of conference on tectonic problems, San Andreas fault system*. Stanford Univ. Publ. Geol. Sci., v. 11, p. 260-278.
- Dobbin, C. E., and C. E. Fildmann, 1955. Structure contour map of the Montana plains. U.S. Geol. Survey Oil and Gas Inv. Map OM 178A, scale 1:500,000.
- Emmons, R. C., 1969. Strike slip rupture patterns in sand models. *Tectonophysics*, v. 2, no. 1, p. 71-87.
- Hamilton, W., 1972. Preliminary tectonic map of the Indusian region, scale 1:500,000. U.S. Geol. Survey Open File Rept.
- Harding, T. P., 1973. The Newport-Inglewood trend, California—an example of wrenching style of deformation. *Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull.*, v. 57, no. 1 (in press).
- Heyl, A. V., M. R. Brink, J. L. Jolly, and C. E. Wells, 1946. Regional structure of the southeast Missouri and Illinois-Kentucky mineral districts. U.S. Geol. Survey Bull. 1202-B, p. 1-20.
- Hoot, H. W., T. L. Bear, and W. D. Kempell, 1954. Geological summary of the San Joaquin Valley, California, pt. 8, Chap. 2, in R. H. Johns, ed., *Geology of southern California*. California Div. Mines Bull. 170, p. 113-129.
- Howell, B. F., Jr., 1954. Geology of the Little Tujunga area, Los Angeles County, in R. H. Johns, ed., *Geology of southern California*. California Div. Mines Bull. 170, Map Sheet 10.
- Jaeger, J. C., and N. G. W. Cook, 1969. *Fundamentals of rock mechanics*. London, Methuen and Co. Ltd., 513 p.
- Jennings, C. W., and B. W. Truvel, 1954. Geologic guide through the Ventura basin and adjacent areas, southern California, in R. H. Johns, ed., *Geology of southern California*. California Div. Mines Bull. 170, Geologic Guide No. 2, 63 p. (San Gabriel Mountains Section, p. 13-19).
- Kennedy, W. Q., 1946. The Great Glen fault. *Geol. Soc. London Quart. Jour.*, v. 102, pt. 1, p. 41-76.
- Lowell, J. D., 1972. Spitsbergen Tertiary orogenic belt and the Spitsbergen fracture zone. *Geol. Soc. America Bull.*, v. 83, (in press).
- Mowdy, J. D., and M. J. Hill, 1956. Wrench-fault tectonics. *Geol. Soc. America Bull.*, v. 67, no. 9, p. 1207-1246.
- Noble, L. F., 1954. The San Andreas fault zone from Sulead Pass to Cajon Pass, California, pt. 5, Chap. 4, in R. H. Johns, ed., *Geology of southern California*. California Div. Mines Bull. 170, p. 37-41.
- Palmer, D. F., and T. L. Henry, 1971. San Francisco earthquake of 9 February 1971: pattern of faulting. *Science*, v. 172, no. 3984, p. 712-715.
- Quennell, A. M., 1959. Tectonics of the Dead Sea rift. *Asociación de Servicios Geológicos Africanos 20th Internat. Geol. Cong., Mexico, D.F., 1956, Actas y Tr.*, p. 285-403.
- Ramsey, J. G., 1967. *Folding and fracturing of rocks*. New York, McGraw-Hill, 568 p.
- Ratigan, J. H., 1967. Fold and fracture patterns resulting from basement wrenching in the Fitzroy depression, Western Australia. *Australasian Inst. Mining and Metallurgy Trans.*, no. 223, p. 17-22.
- Salvador, A., and R. M. Stainforth, 1968. Clues in Venezuela to the geology of Trinidad and vice versa. 4th Caribbean Geol. Conf. Trans., p. 31-40.
- Sigit, Surogo, 1962. Geologic map of Indonesia scale 1:2,000,000. U.S. Geol. Survey, Misc. Geol. Inv. Map 1-414.
- Smith, J. G., 1965. Fundamental transcurent faulting in northern Rocky Mountains. *Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull.*, v. 49, no. 9, p. 1388-1409.
- , 1968. Tectonics of the Fitzroy wrench trough, Western Australia. *Am. Jour. Sci.*, v. 266, no. 7, p. 766-776.
- Tchalenko, J. S., 1970. Similarities between shear zones of different magnitudes. *Geol. Soc. America Bull.*, v. 81, no. 6, p. 1625-1640.
- , and N. N. Ambrasev, 1970. Structural analysis of the Dushan-Bafaz (Iran) earthquakes, fractures. *Geol. Soc. America Bull.*, v. 81, no. 1, p. 41-60.
- Verbeek, R. F., T. H. McCulloch, J. E. Schwellhamer, and J. G. Vedder, 1965. Geology of the Los Angeles basin, California, an introduction. U.S. Geol. Survey Prof. Paper 420-A, 57 p.



Algunas características que deben considerarse en la descripción Geotécnica de un macizo Rocoso.

A.- Material de Roca

- 1.- Descripción Petrográfica.
- 2.- Clasificación de la roca.
roca, roca alternada, suelo.
- 3.- Intemperización - durabilidad.
- 4.- Propiedades Mecánicas - martillo de Schmidt, pruebas de carga, rayadura.
- 5.- Grado de Intemperismo o criterio mineralógico.
- 6.- Estado de fisuras.
- 7.- Micro-estructuras.

B.- Perfiles de Intemperismo.

- 1.- Descripción y clasificación de todos los productos intermedios de intemperismo y la distribución espacial, -- junto con los resultados de las pruebas de laboratorio indicando las propiedades mecánicas.
- 2.- Descripción de las propiedades de las juntas en las diferentes etapas de alteración.

C.- Discontinuidades.

- 1.- Orientación preferencial y separación entre familias, clasificación estructural, ángulo de rugosidad vs. longitud de onda y descripción de la pared de roca como:
 - ondulada
 - rugosa
 - tersa
 - dentada
- 2.- Características de las paredes.

- expresada por la dureza de rayado.
- o resistencia medido por el martillo de Schmidt.

3.- Material de Relleno.

- espesor
- compactación.
- composición.
- % de arcilla y suelo.

4.- Cementación y oquedades.

- soldado
- cerrado
- abierto
- cavernoso
- suelto.

5.- Otros.

- Condiciones de agua.
- reacciones químicas.
- etc.

Descripción de separación de las juntas, estratificación o cualquier tipo de foliación.

Término descriptivo para las juntas.	Término descriptivo para la estratificación	separación de las discontinuidades.
muy cerrado.	muy delgado	menos de 5 cm.
cerrado	delgado	5 cm - 30 cm.
moderadamente cerrado	mediano	30 cm - 1 m
abierto	grueso	1 m - 3 m.
muy abierto	muy grueso	más de 3 m.

REPRESENTACION Y ANALISIS GEOLOGICOS DE DIAGRAMAS ESTEREOGRAFICOS.

A.- Representación de los Datos Geológicos en la Geotecnia.

1.- Tipos de Representación.

Los datos proporcionados por la exploración geológica, puede presentarse para su análisis en forma individual o integral, - para la cual deben emplearse las siguientes formas de representación.

Mapas geotécnicos

Perfiles geotécnicos individuales

Perfiles geotécnicos integrados

Estereogramas

- Mapas Geotécnicos.

Son mapas básicos que contendrán información referente a:

Topografía y Toponimia (nota utilizar la escala apropiada)

Litología (contactos geológicos)

Propiedades de Suelos y Roca

Espesores de Suelo

Discontinuidades (datos estructurales, fallas, fracturas, rumbos y echados plegamiento, etc).

Aprovechamientos hidráulicos, manantiales

Zonas de infiltración

Terrenos permeables

Húmedos

Zonas inestables (soliflucción, creep, deslizamiento, ava--

lanchas).

Bancos de Material

Fenómenos erosivos y de depósitos.

Datos sobre riesgos naturales

Sísmico

Inundación, etc.

- Perfiles Geotécnicos Individuales.

Perfiles de un sondeo

Perfil de un socavón

Perfil de un pozo a cielo abierto

Perfil de una trinchera

Perfil geofísico en una sección

(puede ser eléctrico, sísmico).

- Perfil Geotécnico Integrado o Sección Geotécnica.

Con el objeto de presentar una visión más general se deberán construir los perfiles geotécnicos en forma integrada que darán información a cerca de las estructuras que se presenten en el área, tal como:

espesores y

distribución de las formaciones

depósito de relleno;

amplitud probable de fallas;

dirección de flujo subterráneo;

niveles piezométricos;

determinación de estabilidad de taludes, etc.

Diagramas Estereográficos.

Una vez que se tiene toda esta información sobre los mapas y perfiles, los rasgos y fenómenos geológicos presentan en general una orientación, es decir manifiestan una dirección, una inclinación y un sentido. Por lo tanto, al igual que en el caso de la geología estructural se tratará con formas geométricas irregulares y esfuerzos que han dado lugar a la disposición y orientación de la corteza terrestre. Sin embargo, sobre un punto de observación, estas estructuras geológicas pueden interpretarse como planos y líneas susceptibles de ser representados gráficamente; la experiencia ha comprobado que la proyección estereográfica es una excelente herramienta para representar las estructuras geológicas tridimensionales en dos dimensiones. Aquellas personas que trabajen con geometría descriptiva, optarán probablemente por solucionar estos problemas espaciales de esta manera, pero se encontrarán con la limitación en cuanto al número de datos que se puede trabajar, ya que cuando la información sea del orden de decenas, centenas o inclusive millares de datos, la solución será sumamente complicada, difícil de visualizar y de mucho tiempo de análisis. Por el contrario, con la ayuda de la proyección estereográfica el problema tridimensional entre intersección de planos y líneas queda resuelto inmediatamente, sin limitación en el número de datos. De esta manera la relación de estructuras geológicas y los esfuerzos involucrados, pueden tratarse estadísticamente mediante los diagramas estereográficos.

En estas condiciones, será posible representar tridimensionalmente una serie de estructuras geológicas y sus relaciones. Este es el caso de los pliegues, fallas, fracturas, discordancias, foliación, estratificación, o cualquier tipo de discontinuidades y lineamientos relacionados a trabajos de ingeniería civil. Un ejemplo podrían ser los rebajes de taludes, orientación de perforaciones, etc.

Existen diferentes tipos de redes estereográficas y el uso está determinado por la naturaleza del problema. Entre las redes más comunes están la red de Wulff, la de Schmidt o Lambert (de igual área), la polar y la de Kalsbeek. En ocasiones basta utilizar una de ellas pero otras veces es necesario usar en conjunto alguna o algunas de las otras para llegar a soluciones con un grado de exactitud satisfactorio.

En el caso de la mecánica de rocas, la proyección estereográfica ha adquirido bastante popularidad en la identificación y orientación de sistemas de discontinuidades, potencialmente inestables para el empujamiento de una obra.

De esta manera, se puede en forma preliminar, anticipar y tomar las debidas precauciones ante el deslizamiento de algún talud.

A continuación se presenta información sobre el manejo, aplicación y análisis donde se han utilizado los diagramas estereográficos. Existe una amplia bibliografía y es común que cualquier texto de geología estructural contenga las técnicas de manejo, asimismo, existen muchas publicaciones sobre el empleo

de este procedimiento para solucionar problemas complejos o aquellos en los que se cuenta con una extensa información sistemática interpretándose estadísticamente y desarrollando programas de computación.

En el trabajo de Ragan (1973) se hace una breve introducción de los elementos medibles en estructuras geológicas y el manejo y análisis de los diagramas estereográficos en geología estructural. Hock y Bray (1974) exponen una técnica de como identificar y predecir en forma preliminar zonas potencialmente inestables, en la pendiente de taludes. Price (1968) hace una relación entre estructuras geológicas y esfuerzos. Ramsay (1967), Denness (1970) y Cruden (1971) proponen el manejo estadístico de diagramas estereográficos y finalmente, Mahtab et al., proponen un método donde la información estereográfica puede ser tratada por medio de la computadora. Al final de la mayoría de cada artículo existe una amplia bibliografía a la cual se puede recurrir.

BIBLIOGRAFIA

- Cruden, D.M., 1971. Traces of Lineation on Radon Planes: Geol. Soc. America Bull., v. 82, p. 2303-2306, 3 figs.
- Denness, B., 1970. A method of contouring polar diagrams using curvilinear counting cells: Geol. Mag. 107.
- Hock, E., and Bray, J., 1974. Rock slope engineering Institution of Mining and Metallurgy: London.

Mahtab, M.A., Bolstad, D.D., Alldredge, J.R., and Shanley, R.J., Analysis of fracture orientation for input to structural models of discontinuous rock.

Price, N.J., 1968. Fault and joint development in brittle and semibrittle rock: 2ed. Pergamon Press Ltd, Oxford.

Ragan, D.M., 1973. Structural geology and introduction to geometrical techniques: John Wiley and Son, New York.

Ramsay, J.G., 1967. Folding and fracturing of rocks: McGraw-Hill Book Co., New York.

Clasificación Ingenieril de los Macizos Rocosos.

Deere, en 1963 introdujo un parámetro para designar la calidad de la roca en túneles, que designó como el R Q D (Rock - coudoting designation). La determinación se efectua en núcleos de perforación, eliminándose aquellos testigos de tamaño inferior a 10 cm o altamente meteorizados, en relación a la recuperación, además de referirlo a un diametro 10 X.

R Q D	Clasificación de la Roca.
mayor 90	Excelente
75 - 90	Buena
50 - 75	regular
25 - 50	mala
menor 25	muy mala

El R Q D expresa un concepto semejante al espaciamiento. Es decir que la frecuencia de discontinuidades por unidad de volumen, indica el estado de fracturamiento de un macizo.

Se ha demostrado la relación existente entre el espaciamiento y el R Q D (Goodman y Soniffo, 1980) de modo que este último parámetro puede expresarse en función del primero, aceptando un error que esta dentro de los límites admisibles en este tipo de extrapolación cuando exista estudios previos. Existen conocidas relaciones que permiten calcular el R Q D de forma aproximada. Palmstrom en 1979 propuso la siguiente expresión:

Siendo J_v el número total de discontinuidades por metro --
cúbico.

Priest and Hudson 1976 han propuesto la siguiente ecuación.

$$R Q D = 100e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1)$$

Siendo λ la frecuencia de discontinuidades por metro li-
neal. (González de Vallejo 1982).





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
A LA CONSTRUCCION

ESFUERZOS TECTONICOS

JULIO , 1982

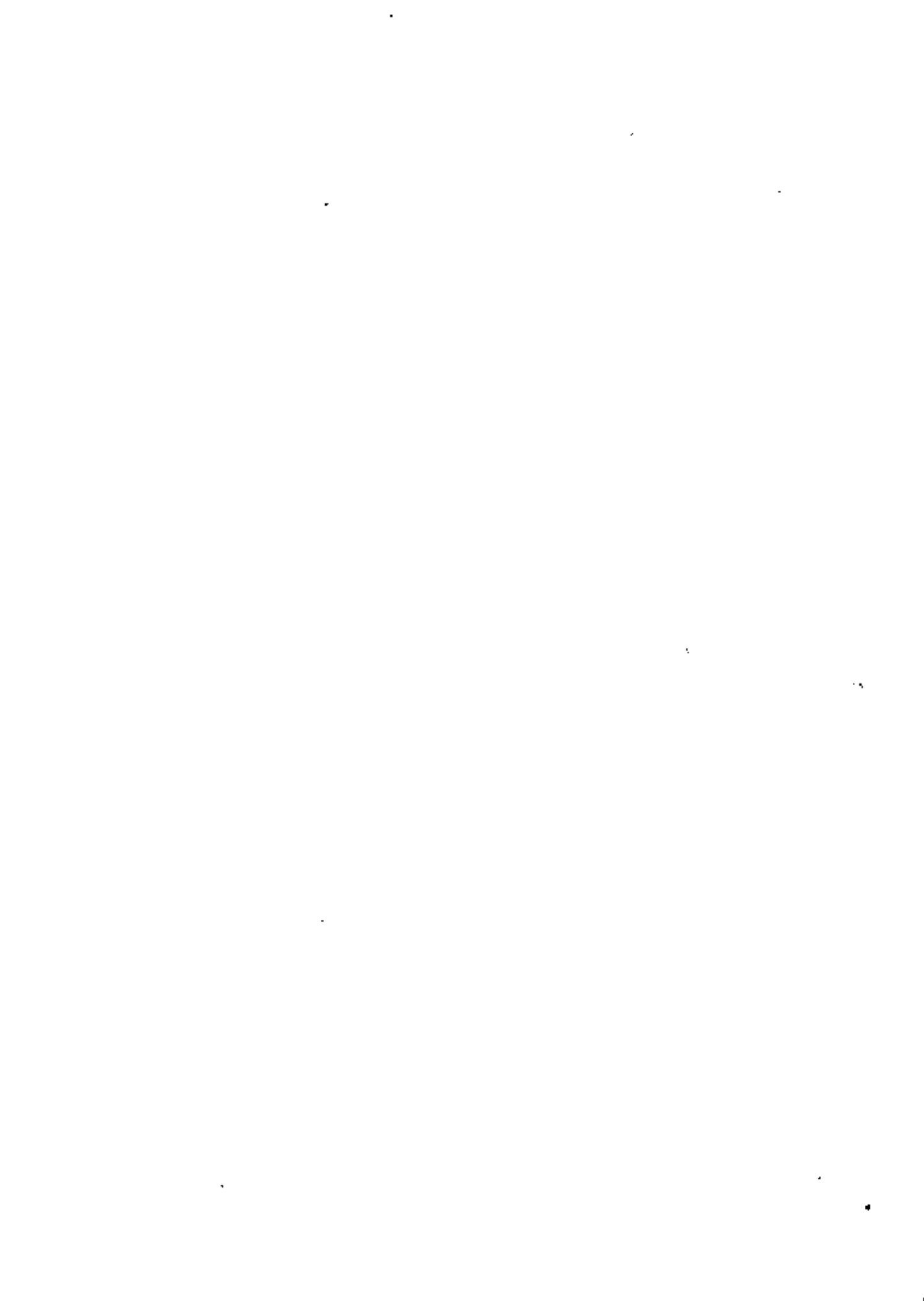


TABLE 4.2
Methods for Measuring the Absolute State of Stress in Rocks

Principle	Procedure	Reference
Complete strain relief	Overcore a radial deformation gage in a central borehole (U. S. B. Mines Method)	Merrill and Peterson (1961)
	Overcore a soft inclusion containing strain gages (LNEC method)	Rocha et al. (1974)
	Overcore a borehole with strain gages on its walls (Leeman method)	Leeman (1971)
	Drill around a rosette gage placed on a rock face	Olsen (1957)
	Overcore a rosette gage placed on the bottom of a drill hole (doorstopper method)	Leeman (1971)
	Overcore a soft photoelastic inclusion	Riley, Goodman and Nolting (1977)
	Measure time dependent strains on faces of a rock after its removal from the ground	Emery (1962) Veight (1968)
	Null displacements caused by cutting a tubular slot in a rock wall (Bat jack method)	Bernede (1974) Rocha et al. (1966)
	Overcore a stiff photoelastic inclusion with down-hole polariscope (glass stress meter)	Roberts et al. (1964, 1965)
	Overcore a stiff inclusion to freeze stresses into it; measure frozen stresses in the laboratory (soft inclusion method)	Riley, Goodman, and Nolting (1977)
Partial strain relief	Overcore a stiff instrumented inclusion (stiff inclusion method)	Hast (1958) Nichols et al. (1968)
	Drill in the center of a rosette array on the surface of a rock face (undercoring method)	Duvall, in Hooker et al. (1974)
	Monitor radial displacements on deepening a borehole (borehole deepening method)	De la Cruz and Goodman (1970)

TABLE 4.2 (continued)

Principle	Procedure	Reference
Rock flow or fracture	Measure strain to fracture a borehole with a borehole jack (Jack fracturing technique)	De la Cruz (1978)
	Measure water pressures to create and extend a vertical fracture in a borehole (Hydraulic fracturing)	Fairhurst (1965) Haimson (1978)
Correlation between rock properties and stress; other techniques	Measure strains that accumulate in an elastic inclusion placed tightly in a viscoelastic rock	Obert and Stephenson (1965)
	Core discing—observe whether or not it has occurred	
Correlation between rock properties and stress; other techniques	Resistivity	Kannagawa, Hayashi, and Nakasa (1976)
	Rock noise (Kaiser effect)	
	Wave velocity	
	X-ray lattice spacing measurements in quartz	
	dislocation densities in crystals	Friedman (1972)

slot is related to the pressure required to null the displacement that occurs as a result of slot cutting. In the overcoring test, the rock is completely unloaded by drilling out a large core sample, while radial displacements or surface strains of the rock are monitored in a central, parallel borehole. Analysis using an unloaded thick-walled cylinder model yields stress in the plane perpendicular to the borehole. In each case stress is inferred, but displacements are actually measured. Precisions are seldom great and the results are usually considered satisfactory if they are internally consistent and yield values believed to be correct to within about 50 psi (0.3 MPa). The main problem of all stress measurement techniques is that the measurement must be conducted in a region that has been disturbed in the process of gaining access for the measurement: this paradox is handled by accounting for the effect of the disturbance in the analytical technique, as shown below.

HYDRAULIC FRACTURING

The hydraulic fracturing method makes it possible to estimate the stresses in the rock at considerable depth using boreholes. Water is pumped into a section of the

borehole isolated by packers. As the water pressure increases, the initial compressive stresses on the walls of the borehole are reduced and at some points become tensile. When the stress reaches $-\sigma_0$, a crack is formed; the down-hole water pressure at this point is p_1 (Figure 4.9a). If pumping is continued, the crack will extend, and eventually, the pressure down the hole will fall to a steady value, p_2 , sometimes called "the shut-in pressure."

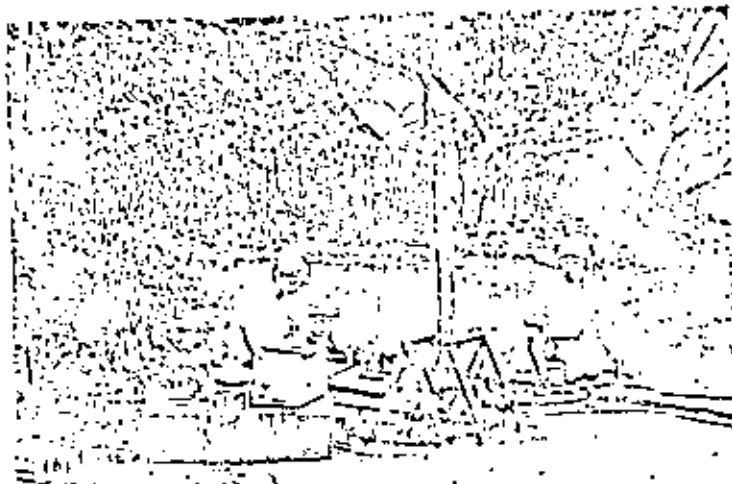
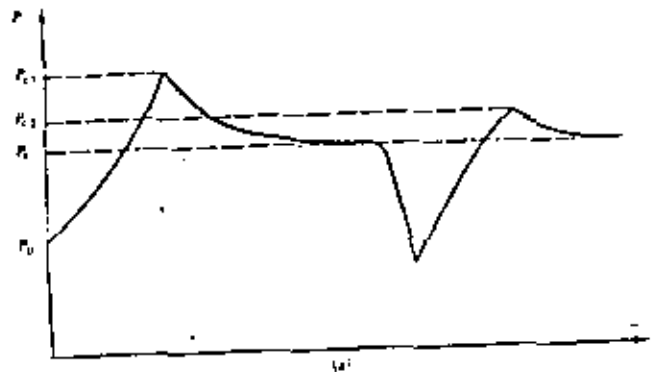


Figure 4.9 Hydraulic fracturing. (a) Pressure versus time data as water is pumped into the packed-off section. (b) Experiment in progress. (Photo by Tim Doe.)

To interpret the data from the hydraulic fracturing experiment in terms of initial stresses, we need to determine the orientation of the hydraulically induced fracture ("hydrofracture"). The greatest amount of information coincides with the case of a vertical fracture, and this is the usual result when conducting tests below about 500 m. The orientation of a fracture could be observed by using down-hole photography or television; however a crack that closes upon depressuring the hole to admit the camera would be difficult to see in the photograph. It is better to use an impression packer, such as one available from Lynes Company, which forces a soft rubber lining against the wall while internal pressure is maintained, recording the fracture as an impression on the rubber surface.

The analysis of the pressure test is simplified if it is assumed that penetration of the water into the pores of the rock has little or no effect on the stresses around the hole. Making such an assumption, it is possible to use the results of the known distribution of stress around a circular hole in a homogeneous, elastic, isotropic rock (the "Kirsch solution") to compute the initial stresses at the point of fracture. The tangential stress on the wall of the hole reaches the least magnitude at A and A' (Figure 4.10) where it is

$$\sigma_{\theta} = 3\sigma_{v, \min} - \sigma_{v, \max} \quad (4.7)$$

When the water pressure in the borehole is p , a tensile stress is added at all points around the hole equal (algebraically) to $-p$. The conditions for a new, vertical

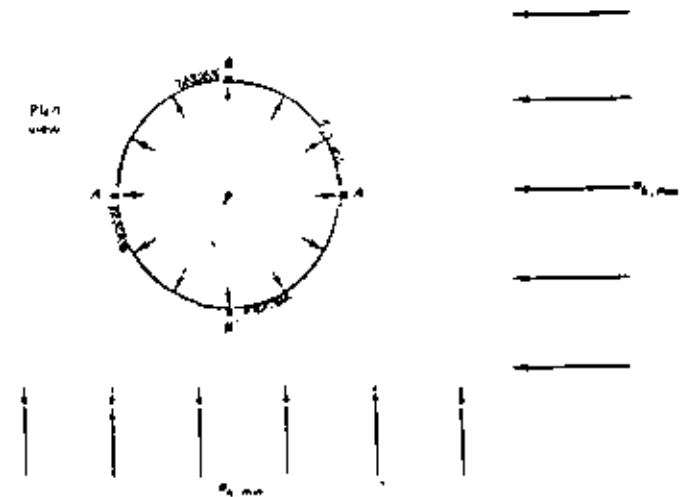


Figure 4.10 Location of critical points around the borehole used for hydraulic fracture.

TABLE 4.3
Minimum Depths for a Vertical Hydraulic Fracture

$\sigma_{h, \min} / \sigma_{h, \max}$ (N)	Transition Value ^a of $\bar{K} = \bar{\sigma}_h / \sigma_v$ (K_T)	Minimum Depth (meters) for a Vertical Hydrofrac Assuming	
		$Z = \left(\frac{100}{\bar{K} - 0.3} \right)$	$Z = \left(\frac{1500}{\bar{K} - 0.5} \right)$
≤ 0.33	∞	0	0
0.40	3.5	31	500
0.50	1.5	83	1500
0.60	1.0	143	3000
0.667	0.833	188	4505
0.70	0.773	211	5495
0.80	0.643	292	10,490
0.90	0.559	386	25,424
1.00	0.500	500	∞

$$^a K = \frac{1 + N}{6N - 2}, N > \frac{1}{3}$$

stress. In these terms, a vertical fracture will form at a depth such that \bar{K} is less than $(1 + N)/(6N - 2)$ where N is $\sigma_{h, \min} / \sigma_{h, \max}$ (with N restricted to values greater than $\frac{1}{3}$). The minimum depths for a vertical fracture, corresponding to the upper and lower limits of $K(Z)$ given in Equation 4.6, are presented for various values of N in Table 4.3. When the value of N is small, or when the mean horizontal stress tends toward the lower values in the range of experience, vertical fractures can occur at shallow depths. This has in fact been experienced by the oil industry, which has produced more than a million hydrofracs for artificial stimulation of oil and gas wells.

THE FLAT JACK METHOD

Hydraulic fracturing can be performed only in a borehole. If one has access to a rock face, for example, the wall of an underground gallery, stress can be measured using a simple and dependable technique introduced by Tinclin in France in 1952. The method involves the use of flat hydraulic jacks, consisting of two plates of steel welded around their edges and a nipple for introducing oil into the intervening space. Through careful welding and the use of preshaping bends, or internal fillets, it is possible to achieve a pressure of 5000 psi or higher in such a jack without rupture. The first step is to install one or more sets of measuring points on the face

of the rock. The separation of the points is typically 6 in., but must conform to the gage length of available extensometers. Then a deep slot is installed perpendicular to the rock face between the reference points (Figure 4.11b); this may be accomplished by drilling overlapping jackhammer holes, using a template to guide the drill, or by diamond sawing [Rocha et al. (1966)]. As a result of cutting the slot, the pin separation will decrease from d_0 to a smaller value if the rock was under an initial compression normal to the plane of the slot (Figure 4.11c). The initial normal stresses could be calculated from the measured pin displacement if the elastic constants of the rock were known. However, a self-compensating method of stress determination is preferred making it unnecessary to determine the rock properties explicitly. The flat jack is inserted into the slot, cemented in place, and pressured. When the pins have been returned to d_0 , their initial separation, the pressure in the

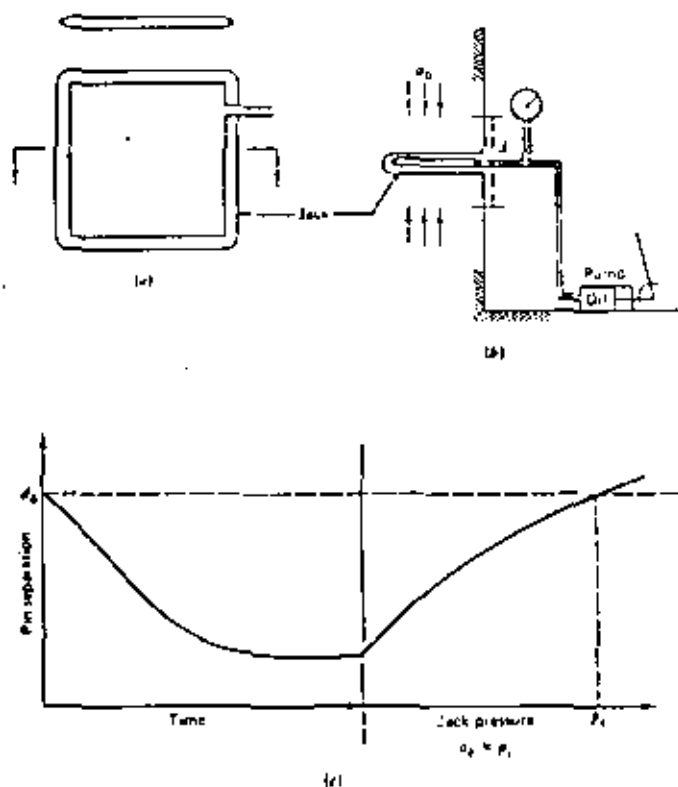


Figure 4.11 The flat jack test.

jack (p_1) approximates the initial stress normal to the jack. In theory, the initial stress parallel to the slot and the geometric differences between the inside of the jack and the inside of the slot require a correction to this result (Alexander, 1960). However, the correction is often within the band of uncertainty anyway, and if a diamond sawed slot is used, it is negligibly small; thus p_1 (the "cancellation pressure of the jack") is an acceptable estimate for the average stress normal to the jack.

In the flat jack test we have a large, rugged, and inexpensive method for determining one stress component of the stress tensor. The equipment can be fabricated on site and is virtually indestructible, an important consideration in any instrumentation or measurement program underground. A serious limitation of the method is that the measured stress lies in the region of disturbance of the gallery introduced for the purpose of taking the measurement. If the gallery is carefully executed, this disturbance might be calculated by conducting an independent stress concentration investigation, using numerical methods (e.g., the finite element method). In general, if the stresses normal to the plane of the jack are determined at three points around the section of the gallery, yielding values $\sigma_{e,r}$, $\sigma_{e,s}$, $\sigma_{e,c}$ for the tangential stresses (stresses parallel to the surface of the opening) near the surface at these points, the initial stresses in the plane perpendicular to the gallery can be calculated by inverting the relationship:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{e,r} \\ \sigma_{e,s} \\ \sigma_{e,c} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} \quad (4.12)$$

where the coefficients a_{ij} are determined by the numerical study. For example, suppose flat jacks were placed at R and W in the roof and side wall, respectively, of a perfectly circular underground opening; if the initial stresses were known to be horizontal and vertical, and if the tunnel radius were large compared to the width of the jacks, then Equation 4.12 would simplify to:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{e,W} \\ \sigma_{e,R} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} -1 & 3 \\ 3 & -1 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{horiz} \\ \sigma_{vert} \end{Bmatrix} \quad (4.13)$$

whereupon

$$\sigma_{horiz} = (1/4)\sigma_{e,W} + (1/4)\sigma_{e,R} \quad (4.14)$$

and

$$\sigma_{vert} = (1/4)\sigma_{e,W} - (1/4)\sigma_{e,R}$$

The stresses around an underground gallery vary inversely with the radius squared (see Equations 7.1). Therefore, if stresses are measured in a borehole at least one gallery diameter in depth, the results should correspond to the initial state of stress before driving the measurement gallery. This can be accomplished using the *overcoring test*.



concentrically over the first (Figure 4.13b). This produces a thick-walled cylinder of rock, detached from the rock mass and therefore free of stress. If the rock had been under an initial compression, the deformation gage will record an enlargement along two or all of the monitored directions in response to the "overcoring" (Figure 4.12b)—all radii expanding if the ratio of minor to major normal stress in the plane perpendicular to the borehole is greater than one-third. As a result of the experiment, the change in borehole diameter will be known along three diameters, 60° apart. Select an x axis conveniently in the plane perpendicular to the hole and let θ be the angle counterclockwise from Ox to a pair of buttons that yields results $\Delta d(\theta)$. Let the plane perpendicular to the borehole be the xz plane, with the borehole parallel to y . Then, the deformations measured are related to the initial stresses in the x_1z_1 coordinate system according to:

$$\Delta d(\theta) = \sigma_x f_1 + \sigma_y f_2 + \sigma_z f_3 + \tau_{xz} f_4 \quad (4.15)$$

where

$$f_1 = d(1 + 2 \cos 2\theta) \frac{1 - \nu^2}{E} + \frac{d\nu^2}{E}$$

$$f_2 = -\frac{d\nu}{E}$$

$$f_3 = d(1 - 2 \cos 2\theta) \frac{1 - \nu^2}{E} + \frac{d\nu^2}{E}$$

$$f_4 = d(4 \sin 2\theta) \frac{1 - \nu^2}{E}$$

In the above, E is Young's modulus, ν is Poisson's ratio, and d is the diameter of the borehole in which the measurement is conducted. Equation 4.15 excludes the two shear stress components τ_{xy} and τ_{yz} , parallel to the borehole because these have no influence on the diameter of the borehole. Gray and Toews (1968) showed that only three linearly independent equations are obtainable from repeated diametral measurements in different orientations, so the general state of stress cannot be computed from diameter changes recorded in one borehole. However, a solution can be found if one of the stress components is known or can be assumed. If the measurement is conducted in a borehole perpendicular to a rock face and at shallow depth, σ_y might be taken as zero. If the value of σ_y were known, or assumed, on the other hand, the term $f_2 \sigma_y$ could be taken to the left side of the equal sign in each of three equations representing measurements along different directions and the remaining three stress components could be determined. In this way, the state of stress in the plane perpendicular to the borehole could be computed as a function of σ_y alone. An alternative approach, discussed later, is to combine

measurements from three or more nonperpendicular boreholes, adopting a single, universal coordinate system into which the unknown stresses from each borehole are transformed. The resulting set of equations will be redundant, and, furthermore, since it is impossible to occupy the same volume of rock in more than one measurement, the results will be scattered.

In the usual situation where measurements are conducted in one borehole parallel to y , and a value of σ_y is assumed for purposes of computation, diameter change measurements are conducted in directions θ_1 , $\theta_1 + 60$, and $\theta_1 + 120$, yielding three equations in three unknowns:

$$\begin{cases} \Delta d(\theta_1) - f_1 \sigma_y \\ \Delta d(\theta_1 + 60) - f_2 \sigma_y \\ \Delta d(\theta_1 + 120) - f_3 \sigma_y \end{cases} = \begin{pmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} \quad (4.16)$$

Inversion of Equations 4.16, after assuming a value for σ_y , yields the stress components in the plane perpendicular to the borehole.

The overcoring test thus can be used to measure the stresses at some distance from a rock face. There is a practical limit to how far one borehole can be drilled concentrically over another. With a template to collar the drillhole and homogeneous, nonfractured rock, it might be possible to proceed for as much as 30 m from a face; but normally the test has to be discontinued beyond about 5 m.

The principal disadvantage of the test is the linear dependence of the stresses upon the elastic constants. The Bureau of Mines determines E and ν directly on the overcore by compressing it in a special large-diameter triaxial compression chamber, while the borehole deformation gage responds inside. Another approach, applicable in horizontal holes, is to assume a value for ν and use the value of E that makes the vertical component of stress, at some distance behind the wall, agree with the value of the unit weight of rock times depth below ground. Another approach altogether is to replace the deformation gage with a stiffer gage (e.g., glass or steel) forming a "stiff elastic inclusion." In such a case, the stresses inside the inclusion on overcoring are almost independent of the elastic modulus of the rock. However, the precision of measurement is reduced making the experiment more difficult. Another difficulty with the overcoring method is the requirement to use large drill cores (e.g., 6-in. diameter). There is no theoretical demand that the outer diameter be any specific value, and, in fact, the stresses deduced from the experiment will be unaffected by choice of outer diameter. In practice, however, difficulty is experienced with rock breakage if the outer diameter is less than at least twice the inner diameter.

In the *doorstopper* method (Figure 4.14) strain gages are fixed to the center of the stub of rock at the bottom of the hole which is then isolated from the surrounding rock by continuing the original hole [Leeman (1971)]. This permits the interpretation of stress at greater depth but the interpretation of the data is more precarious. The test is performed as follows. First, drill a borehole to the site of

measurement. Then install a flat, noncoring drill bit to grind the bottom to a smooth flat surface. Clean the bottom surface and then cement onto it a piece of metal foil bearing a strain gage rosette on its upper surface. When the cement has hardened, thread the bridge wires through the drill and deepen the hole. This releases the stresses in the bottom, yielding strains ϵ_x , ϵ_y , γ_{xz} ; (with the y axis parallel to the borehole and the x , z axes along two perpendicular lines in the bottom, selected at will). Appendix 2 shows how to convert strain rosette readings to strain components ϵ_x , ϵ_y , γ_{xz} .

The changes in stress at the bottom of the hole ($\Delta\sigma_{x,B}$, $\Delta\sigma_{y,B}$, $\Delta\tau_{xz,B}$) can be calculated from the strain components by the stress-strain relationship for linear, elastic isotropic bodies.

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{x,B} \\ \Delta\sigma_{y,B} \\ \Delta\tau_{xz,B} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad (4.17)$$

The initial stresses in x , y , z coordinates are related to the stress changes on the bottom of the hole by

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{x,B} \\ \Delta\sigma_{y,B} \\ \Delta\tau_{xz,B} \end{Bmatrix} = - \begin{pmatrix} a & c & b & 0 \\ b & c & a & 0 \\ 0 & 0 & 0 & d \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} \quad (4.18)$$

Constants a , b , c , and d have been evaluated by several independent workers. De la Cruz and Raleigh (1972) give the following values, based upon a finite element analysis:

$$\begin{aligned} a &= 1.30 \\ b &= (0.085 + 0.15\nu - \nu^2) \\ c &= (0.473 + 0.91\nu) \end{aligned} \quad (4.19)$$

and

$$d = (1.423 - 0.027\nu)$$

As in the overcoring test, σ_y must be assumed or evaluated independently. Then

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = - \begin{pmatrix} a & b & 0 \\ b & a & 0 \\ 0 & 0 & d \end{pmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{x,B} + c\sigma_y \\ \Delta\sigma_{y,B} + c\sigma_y \\ \Delta\tau_{xz,B} \end{Bmatrix} \quad (4.20)$$

The "doorstopper" method can be pursued at the bottom of a shaft as well as in a drill hole.

Measurements Made Directly on the Rock Surface

If a machine-bored shaft or tunnel is available for rock mechanics work, stress measurements may be made directly on the wall if the rock is not highly fractured. There are at least two methods for doing this: overdrilling a strain gage rosette applied directly to the rock surface, and drilling a central hole amid a set of measuring points (*undercoring*).

Strain gage rosettes applied to the rock surface have been used in boreholes by Leeman (1971) with an ingenious device to transport, glue, and hold the rosettes at several points simultaneously. Upon overcoring the hole, these rosettes then report strain changes that can be transformed to yield the complete state of stress (σ_{xx}). In the present context, we can overcore strain gage rosettes cemented to points directly on the rock surface. Appendix 2 presents formulas for calculating the state of strain ($\epsilon_{xx}, \epsilon_{yy}$) from the readings of the component gages of the rosette when the rock to which they are attached is overcored. These strains can then be converted to stresses using (4.17).

Undercoring is a name applied by Duvall [in Houker et al. (1974)] to a procedure for measuring stresses on an exposed surface by monitoring radial displacements of points around a central borehole (Figure 4.15). Expressions for the radial and tangential displacements of a point located at polar coordinates r, θ from the central hole of a radius a are given in Equations 7.2 for plane strain; these expressions are changed to plane stress by substituting $\nu/(1+\nu)$ in place of ν as discussed in the derivation of Equations 7.1 and 7.2 (Appendix 4).

Equations 7.2 are developed for the condition where the major and minor principal stress directions in the measuring plane are known. For the stress measurement problem, these directions will not be known a priori so an arbitrary choice of axes (x, z) is made (Figure 4.16). The stresses (σ_{xx}) can then be determined

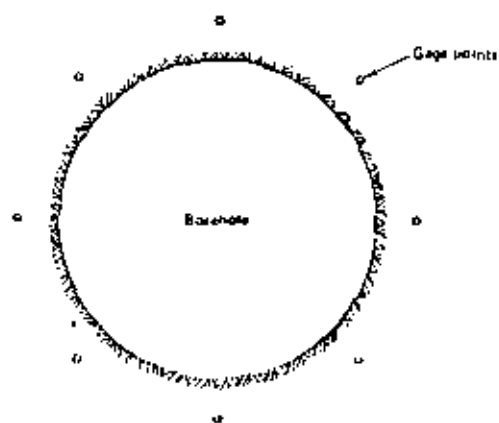


Figure 4.15 Undercoring

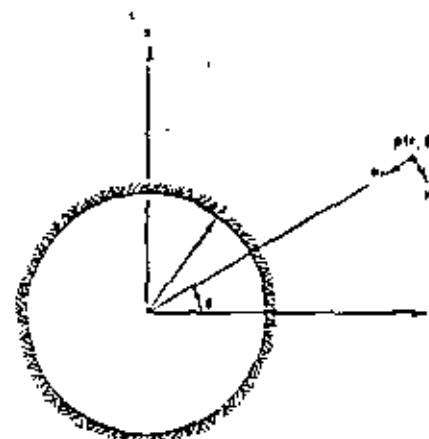


Figure 4.16 Coordinate system for the displacement equations

from radial displacement measurements (u_r) at three positions (r, θ) using the following equation for each point in turn:¹

$$u_r = \sigma_x f_1 + \sigma_z f_2 + \tau_{xz} f_3 \quad (4.21)$$

where

$$f_1 = \frac{1}{2E} \frac{a^2}{r} [(1+\nu) + H \cos 2\theta]$$

$$f_2 = \frac{1}{2E} \frac{a^2}{r} [(1+\nu) - H \cos 2\theta]$$

$$f_3 = \frac{1}{E} \frac{a^2}{r} [H \sin 2\theta]$$

$$H = 4 - (1+\nu) \frac{a^2}{r^2}$$

With radial displacement, $u_{r,1}$ measured at r_1, θ_1 , $u_{r,2}$ at r_2, θ_2 , and $u_{r,3}$ at r_3, θ_3 , Equation 4.21 yields

$$\begin{Bmatrix} u_{r,1} \\ u_{r,2} \\ u_{r,3} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} \quad (4.22)$$

¹ We assume that the tangential displacement v_θ does not influence the measured radial displacement.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA
CONSTRUCCION**

A N E X O S

JULIO, 1982

APPENDIX. --STRESS RELIEF BY CENTER HOLE

by

Wilbur I. Duvall¹

The radial displacement for a circular hole of radius a in an infinite medium subjected to a general three-dimensional stress field (S_x , S_y , S_z , T_{xy} , T_{yz} , T_{zx}) is given by

$$\begin{aligned}
 u = \frac{1}{E} & \left\{ \left(\frac{S_x + S_y}{2} \right) \left[(1-\nu)r + (1+\nu) \frac{a^2}{r} \right] \right. \\
 & + \left(\frac{S_x - S_y}{2} \right) \left[(1+\nu)r - (1+\nu) \frac{a^4}{r^3} + 4(1-\nu^2) \frac{a^2}{r} \right] \cos 2\theta \\
 & + T_{xy} \left[(1+\nu)r - (1+\nu) \frac{a^4}{r^3} + 4(1-\nu^2) \frac{a^2}{r} \right] \sin 2\theta \\
 & \left. - \nu S_x r \right\}. \quad (A-1)
 \end{aligned}$$

The axis of the hole is coincident to the z axis and θ is measured from the x axis. As we are interested in the displacements, U , at a free boundary in the xy plane, we can assume that S_z is zero and that the xy axes coincide with the principal stresses, thus, $T_{xy} = 0$, and equation A-1 becomes

$$\begin{aligned}
 u = \frac{1}{E} & \left\{ \left(\frac{S_x + S_y}{2} \right) \left[(1-\nu)r + (1+\nu) \frac{a^2}{r} \right] \right. \\
 & \left. + \left(\frac{S_x - S_y}{2} \right) \left[(1+\nu)r - (1+\nu) \frac{a^4}{r^3} + 4(1-\nu^2) \frac{a^2}{r} \right] \cos 2\theta \right\}. \quad (A-2)
 \end{aligned}$$

The displacement for no hole present ($a = 0$) is

$$u_0 = \frac{1}{E} \left\{ \left(\frac{S_x + S_y}{2} \right) (1-\nu)r + \left(\frac{S_x - S_y}{2} \right) (1+\nu)r \cos 2\theta \right\}. \quad (A-3)$$

Equation A-2 minus equation A-3 gives the displacement that results when the hole is made, thus

$$\begin{aligned}
 \Delta u = u - u_0 = \frac{1}{E} & \left\{ \left(\frac{S_x + S_y}{2} \right) (1+\nu) \frac{a^2}{r} \right. \\
 & \left. + \left(\frac{S_x - S_y}{2} \right) \left[4(1-\nu^2) \frac{a^2}{r} - (1+\nu) \frac{a^4}{r^3} \right] \cos 2\theta \right\}. \quad (A-4)
 \end{aligned}$$

¹Supervisory physical research scientist (now Adjunct Professor, Colorado School of Mines, Golden, Colo.).

Where a is the radius of the hole and r is the radius of measurement (fig. A-1).

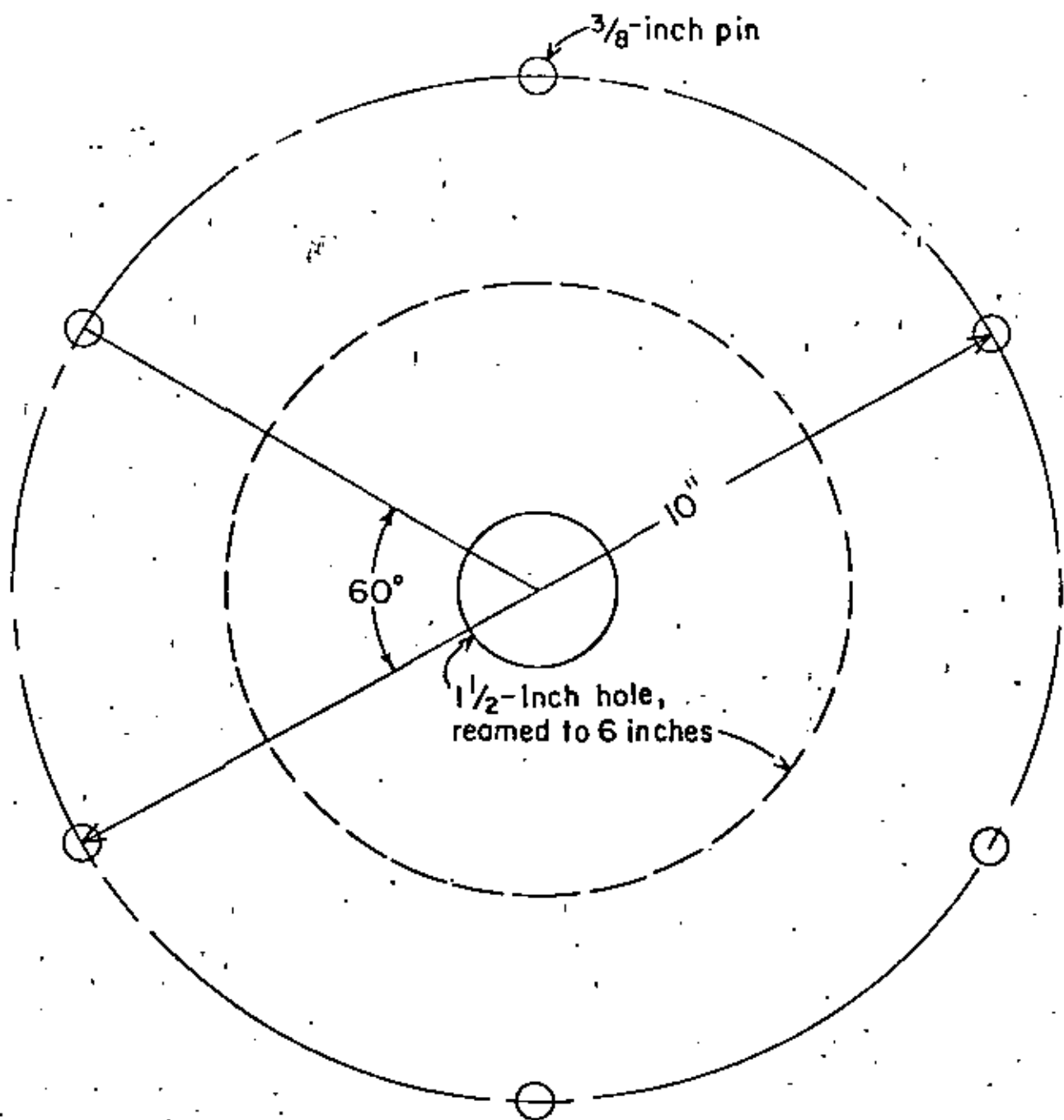


FIGURE A-1. - Surface rosette configuration.

If displacements are taken across a diameter, $U = 2\Delta u$, $d = 2a$ and let $k = \frac{a}{r} < 1$, then equation A-4 becomes

$$U = \frac{d}{E} \left\{ \left(\frac{S_x + S_y}{2} \right) (1+\nu) k + \left(\frac{S_x - S_y}{2} \right) [4(1-\nu^2) k - (1+\nu) k^3] \cos 2\theta \right\}. \quad (A-5)$$

$$\text{Let } M = \frac{(1+\nu)k}{2}$$

$$N = 4 \frac{(1-\nu^2) k - (1+\nu)k^3}{2}$$

then equation A-5 becomes

$$U = \frac{d}{E} \left[(S_x + S_y) M + (S_x - S_y) N \cos 2\theta \right]. \quad (A-6)$$

Three measurements of U , (U_1 , U_2 , U_3) at θ_1 , $\theta+60$, and $\theta+120$ gives sufficient information to solve for S_x , S_y , and θ_1 . Thus,

$$S_x = \frac{E}{6d} \left[\frac{U_1 + U_2 + U_3}{M} + \frac{\sqrt{2}}{N} \sqrt{(U_1 - U_2)^2 + (U_2 - U_3)^2 + (U_3 - U_1)^2} \right] \quad (A-7)$$

$$S_y = \frac{E}{6d} \left[\frac{U_1 + U_2 + U_3}{M} - \frac{\sqrt{2}}{N} \sqrt{(U_1 - U_2)^2 + (U_2 - U_3)^2 + (U_3 - U_1)^2} \right]$$

$$\theta_1 = 1/2 \tan^{-1} \frac{\sqrt{3} (U_2 - U_3)}{2U_1 - U_2 - U_3}$$

where θ_1 is measured from U .

Technology News

From the Bureau of Mines, United States Department of the Interior



Technology News describes tested developments from the Bureau of Mines Research Programs. It is published to encourage the transfer of this information to the minerals industry and its application in commercial practice. Mention of company or product names is for documentation only and does not imply government endorsement of a specific firm or product.

Bureau of Mines research is performed and reported under mandate of the United States Congress. For a free subscription to Technology News, write to: Technology Transfer Group, Bureau of Mines, 2401 E SL, NW, Washington, D.C. 20241.

No. 96, April 1981

Economical Method for Determining Stress in Mines

Objective

Develop a simple and economical technique for determining the absolute stresses and the change of stress on the surface of roofs, floors, or walls in mines.

Approach

Use a commercially-available, permissible, Whittemore-type gage to determine the stress at the surface of a mine opening and to monitor any stress changes that might take place.

How It Works

The following equipment is used:

- One steel templet (for laying out a 60° rosette on the rock surface). See first photograph.
- One 3/8-inch rock drill bit for drilling holes for the rosette pins.
- Six stainless-steel rosette pins.
- One Whittemore-type mechanical strain gage.
- One drill (not shown).
- Epoxy for cementing the rosette pins.

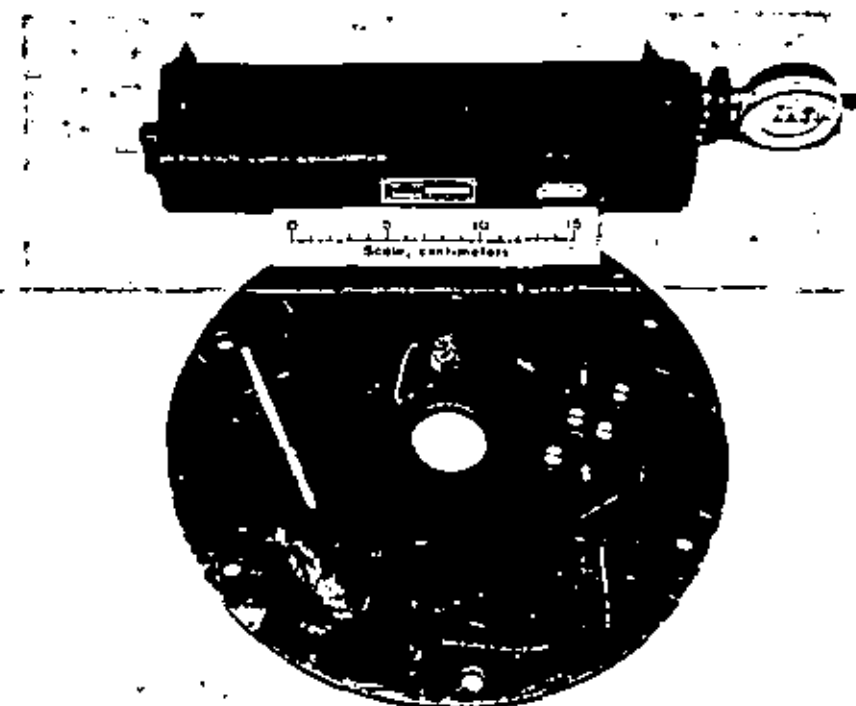
- Tape to hold the pins while the epoxy sets.

The following procedure is used to determine the absolute stress on the rock surface.

- 1) Spot the location of the rosette pins with the templet.
- 2) Drill the pin holes and set

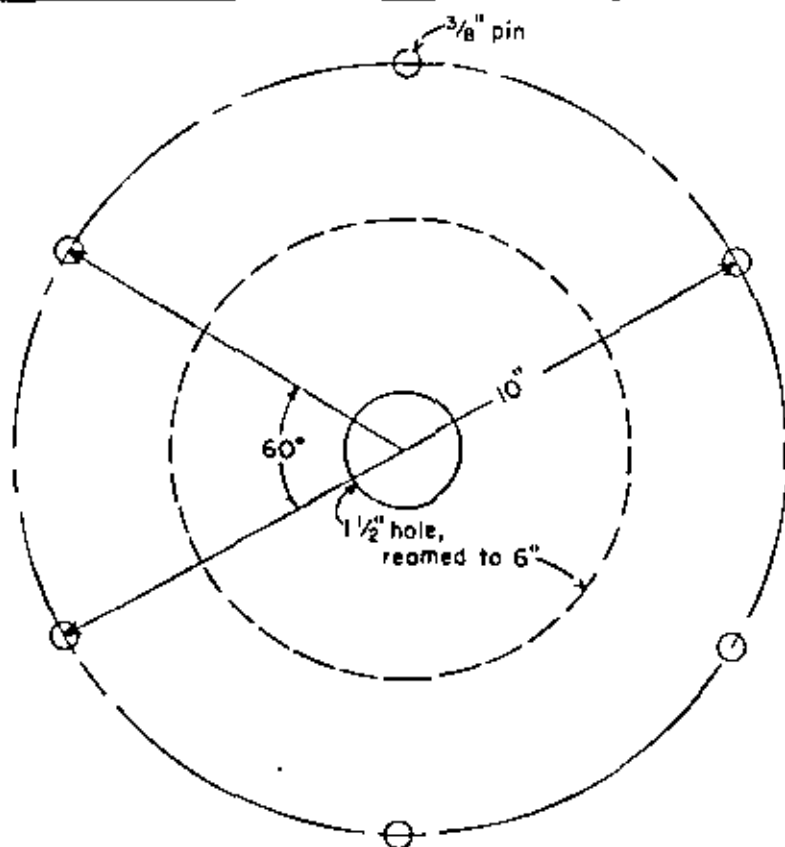
the pins with epoxy cement.

- 3) Measure and record the distance between the pins across three diameters of the rosette with a 10-inch Whittemore-type gage. See diagram.
- 4) Drill a 1 1/2-inch diameter hole in the center of the



The template used for locating the positions of the rosette pins, and the mechanical strain gage used to determine the stress.

4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100



Configuration of the strain rosette and the centerhole.

rosette and determine the in situ elastic constants of the rock with a borehole insertion device or by testing a rock specimen in the laboratory.

- 5) Ream or drill the center hole to 6 inches in diameter and at least 9 inches deep. The stresses in the rock are thus relieved, the hole is deformed, and pins shift with the surrounding rock.
- 6) Measure and record the distance between the rosette pins across the three diameters. The displacement is the difference between steps (3) and (6).
- 7) Calculate the stresses from the measured displacements and the elastic constants of the rock. The equations for the solution of the stress components are derived in the appendix of RI 7894. See "For More Information" at the end of this article.

Test Results

Laboratory and field tests show that the absolute stresses can be determined with a precision of 110 psi without interpolation between units on the dial indicator gage. For determination of stress changes, a precision of 22 psi can be achieved with interpolation. The size of the center hole

and the rosette diameter can be varied to meet the measurement precision required. Stress information can thus be obtained in many surface locations in a mine at a very low cost. The method has proven reliable in tests conducted by the Denver Research Center to determine the absolute stress in coal, oil shale, and granite rock types.

This method was developed at the Bureau's Denver Research Center.

Patent Information

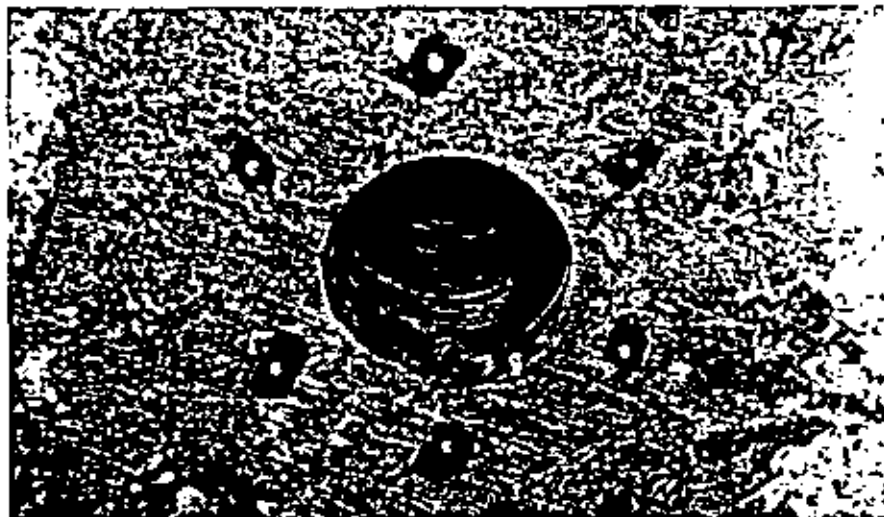
The U.S. Department of the Interior is not applying for a patent on this development.

For More Information

Bureau of Mines Report RI 7894 "Improvements In The Three-Component Borehole Deformation Gage and Over-coring Technique", is available. For a free copy write to:

Bureau of Mines
Publications Division
4800 Forbes Avenue
Pittsburgh, PA 15219

For further information contact the Technology Transfer Officer, Bureau of Mines, Building 20, Denver Federal Center, Denver, CO 80225.



The strain rosette installed in a mine roof, with a 6-inch-diameter centerhole for stress relief.

CLASIFICACION GEOMECANICA DE BENTAMSI (11.475)

Parámetros de Clasificación

Resistencia de la roca C. simple	Ensayo de carga por eje	>100 kp/cm ²	60-80 kp/cm ²	30-60 kp/cm ²	10-30 kp/cm ²	Compresión simple (kp/cm ²)		
		>2.500 kp/cm ²	1.000-2.500kp/cm ²	500-1.000 kp/cm ²	250-500 kp/cm ²	30-250	10-50	<10
Valoración		15	12	7	4	3	1	0
RCR		900 - 1800	350 - 900	50 - 350	250 - 300	<250		
Valoración		70	17	13	9	3		
Separación entre diaclasas		> 2 m.	0.4 - 2 m.	0.2 - 0.4 m.	0.06 - 0.2 m.	< 0.06 m.		
Valoración		20	15	10	8	5		
Estado de las diaclasas		Muy rugosas Discontinuas Sin reparaciones Bordes sanos y duros	Ligeramente rugosas Aberturas < 1 mm. Bordes duros	Ligeramente rugosas Aberturas < 1 mm Bordes blandos	Espesor de falla o con relieve < 3 mm o Abiertas 1-3 mm Diacl. continuas	Relieve blando > 3 mm o Abertura > 3 mm Diacl. continuas		
Valoración		10	25	20	18	8		
Aguas freáticas	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
	Presión agua	0	0,8 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
	Tensión principal mayor							
	Estado general	Seco	Liq. normal	Humedo	Chubascado	Fluyendo		
Valoración		15	10	7	4	0		

Corrección por la Orientación de las Diaclasas

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Valoración para	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-3	-25	-50	-60

Clasificación

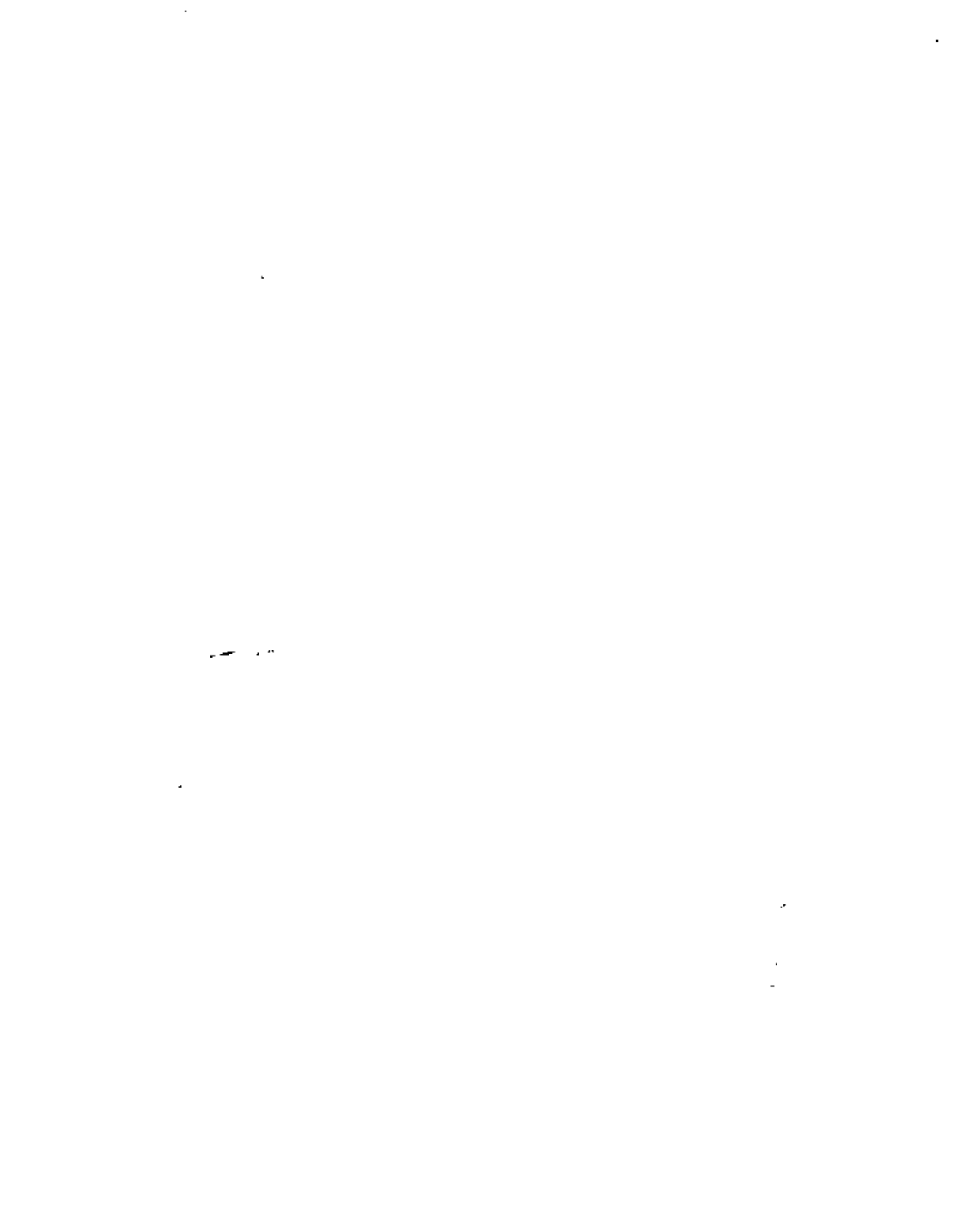
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Medio	Mala	Muy mala
Valoración RCR	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

Características

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longi.	10 años con 5 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 7.5 m de vano	30 min con 1 m de vano
Cohesión	> 4 kp/cm ²	1-4 kp/cm ²	2-3 kp/cm ²	1-2 kp/cm ²	< 1 kp/cm ²
Angulo de rozamiento	> 45°	35-45°	25-35°	15-25°	15°

Orientación de las Diaclasas

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0° - 20° cualquier dirección
Excav. con buzamiento		Excav. contra buzamiento		del túnel		
Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy Desfavorable	Medio	Desfavorable



$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad \epsilon = \frac{\frac{\Delta L}{\Delta T}}{\frac{L}{\Delta T}} \quad \rightarrow \text{Velocidad de vibración (v)}$$

$$\epsilon = \frac{v}{c} \quad \rightarrow \text{celeridad (c)}$$

$$\epsilon = \frac{v}{c} \quad \sigma = \epsilon \cdot E \quad \Rightarrow \quad \sigma = \frac{v \cdot E}{c}$$

Si el medio se comporta elásticamente $E = \rho \cdot c^2$ ($\rho = \text{densidad}$)

$$\sigma = \frac{v \cdot \rho \cdot c^2}{c} = v \cdot \rho \cdot c$$

$$v_{\text{crit}} = \frac{\sigma}{\rho \cdot c} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_E = 50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 5000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \rho = \frac{\gamma}{g} = \frac{27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}}{9.8 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}} = 2.755 \frac{\text{KN} \cdot \text{seg}^2}{\text{m}^4} \end{array} \right.$$

$$c = 5000 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

$$v_{\text{crit}} = \frac{5000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}}{2.755 \frac{\text{KN}}{\text{m}^4} \cdot \text{seg}^2 \cdot 5000 \frac{\text{m}}{\text{seg}}} = 0.363 \frac{\text{m}}{\text{seg}} = \underline{\underline{363 \frac{\text{mm}}{\text{seg}}}}$$

$$E.R. = \frac{a^2}{f^2} \quad \text{Si se admite un m.a.s.} \quad \begin{cases} v_m = 2\pi \cdot f \cdot A \\ \omega = 4\pi^2 \cdot f^2 \cdot A \end{cases}$$

$$E.R. = \frac{16\pi^4 \cdot f^4 \cdot A^2}{f^2} = 16 \cdot \pi^4 \cdot f^2 \cdot A^2 = \underline{\underline{4\pi^2 \cdot v_m^2}}$$

Valor seguro $E.R. = 3$

$$v_m = \sqrt{\frac{3}{4\pi^2}} = 0,235 \frac{\text{pies}}{\text{seg}} \times \frac{12 \text{ pulgadas}}{1 \text{ pie}} = 3,3 \frac{\text{pulgadas}}{\text{seg}} \approx \underline{\underline{84 \frac{\text{mm}}{\text{seg}}}}$$

4 Initial Stresses in Rocks and Their Measurement

Any undisturbed mass of rock in-situ contains nonzero stress components due to weight of overlying materials, confinement, and past stress history. Near the surface in mountainous regions the in-situ stress may approach zero at some points or lie close to the rock strength at others. In the former case, rocks may fall from surface and underground excavations because joints are open and weak; in the latter case, disturbance of the stress field by tunneling, or perhaps even surface excavation may trigger violent release of stored energy. This chapter concerns determination of the magnitude and direction of the initial stresses at the site of a work.

4.1 INFLUENCE OF THE INITIAL STRESSES

It is often possible to estimate the order of magnitude of stresses and their directions, but one can never be certain of the margin of error without backup measurements. Application of such measurements is fairly common in mining practice, but since stress measurements tend to be expensive they are not routine for civil engineering applications. There are several civil engineering situations, however, when knowledge of the state of stress can be helpful or lack of knowledge might prove so costly that a significant stress measurement program is warranted. For example, when choosing the *orientation* for a cavern, one hopes to avoid aligning the long dimension perpendicular to the greatest principal stress. If the initial stresses are very high, the *shape* will have to be selected largely to minimize stress concentrations. Knowledge of rock stresses also aids in *layout* of complex under-

ground works. An underground powerhouse for example, consists of a three-dimensional array of openings including a machine hall, a transformer gallery, low-voltage lead shafts, pressure tunnels, surge shafts, rock traps, access tunnels, ventilation tunnels, muck hauling tunnels, penstocks, draft tubes, and other openings. Cracks that initiate at one opening must not run into another (Figure 4.1a). Since cracks tend to extend in the plane perpendicular to σ_3 , knowledge of the direction of the stresses permits choosing a *layout* to reduce this risk. Pressure tunnels and penstocks can be constructed and operated in rock without any *lining* if virgin stress is greater than the internal water pressure, so for such applications stress measurement might permit large cost savings. When *displacement instruments* are installed in an underground or surface excavation, to monitor the rock performance during construction and service, stress measurements beforehand provide a framework for analysis of the data and enhance their value. When making large surface excavations with *presplitting* techniques, economies will be realized if the excavation is oriented perpendicular to σ_3 (Figures 4.1b, c). With underground storage of fluids in reservoir rocks, knowledge of the initial state of stress will help evaluate the potential hazard of *triggering an earthquake*. These are a few examples of situations in which a knowledge of the state of stress can be integrated in engineering design. In a more general sense, however, the state of stress can be considered a basic rock attribute whose magnitudes and directions affect the overall rock strength, permeability, deformability, and other important rock mass characteristics. Thus it is rarely irrelevant to know the initial stress state when dealing with rock in-situ.

Sometimes initial stresses are so high that engineering activities can trigger rock failure. Whenever the major stress in the region of an excavation is more than about 25% of the unconfined compressive strength, new cracking can be expected as a result of construction no matter how carefully it is performed. This derives from two observations: (1) the maximum stress concentration around an underground opening cannot be less than 2; and (2) cracking occurs in an unconfined compression specimen when the stress reaches about half of the unconfined compressive strength. Close to steep valley sides, where the angle from the excavation to the mountain top is greater than 25°, data of Brekke and Selmer-Olsen (1966) show that rock stress problems tend to occur in Norwegian fjord country whenever the weight of rock cover is greater than about $0.15q_u$ [Brekke and Selmer-Olsen and Brekke (1970)]. Such stress problems can vary from slabbing and over-break of rock on the tunnel wall nearest the valley side, to isolated violent detachment of rocks from the walls or even destructive bursts. Conditions for rock bursts are found underground in deep mines, as in the Canadian Kirkland Lake District, the South African gold mines, and the Idaho Coeur d'Alene district, where mining is pursued at depths of as much as 11,000 ft. In civil engineering work, in addition to the valleyside stress problem noted, railroad and road tunnels under high mountains like the Mont Blanc Tunnel in the Alps have encountered severe rock stress problems. In shales and other rocks with low values of q_u , conditions for

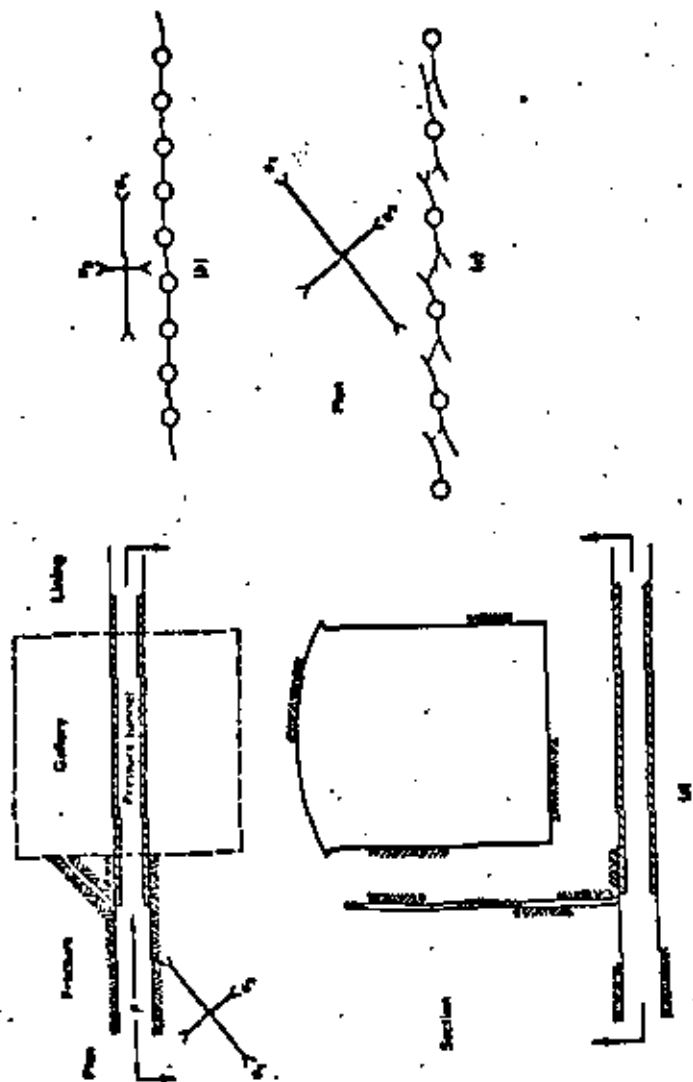


Figure 4.1 Some examples of the influence of stress direction on practice.

rock failure due to concentration of initial stress may lead to slow compression ("squeeze") and destruction of tunnel supports rather than violent collapse, but difficulties can still be significant. The "stand-up time" of a tunnel, that is, the maximum duration for erecting supports, is closely related to the ratio of maximum initial stress of q_0 .

4.2 ESTIMATING THE INITIAL STRESSES

VERTICAL STRESS

It is generally safe to assume that the vertical normal stress is equal to the weight of the overlying rock, 0.027 MPa/m or 1.2 psi/ft on the average. Near horizontal ground, the principal stress directions are vertical and horizontal. It is often assumed that they are also vertical and horizontal at depth (Figure 4.2a); however, this is just an assumption to reduce the number of unknowns, an assumption that finds reinforcement in Anderson's observations that normal and reverse faults often dip at 60 and 30°, respectively [see Jaeger and Cook (1976)]. The simplifying assumption that the principal stresses are vertical and horizontal has been widely adopted in practice. Of course, this breaks down at shallow depths beneath hilly terrain, for the ground surface, lacking normal and shear stresses, always forms a trajectory of principal stress (Figure 4.2). Beneath a valley side, one principal stress is normal to the slope and equals zero, while the other two principal stresses lie in the plane of the slope (Figure 4.2b). These stresses likewise approach zero

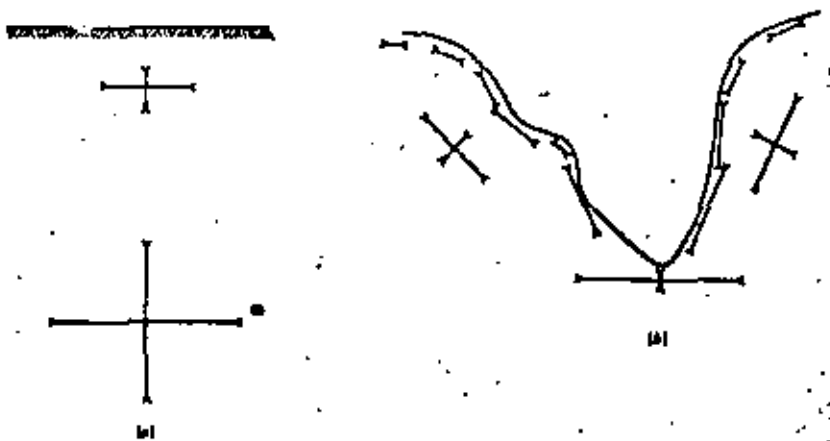


Figure 4.2 The influence of topography on initial stresses.

where the rock slope is convex upward but grow larger where the slope is concave upward. Beneath the sharp notch of a "V"-shaped valley, the in-situ stresses may be close to or at the strength of the rock.

Over any significant horizontal surface within the ground, the average vertical stress must equilibrate the downward force of the weight of overlying rock, hence the rule stated previously:

$$\bar{\sigma}_v = \gamma Z \quad (4.1)$$

where $\bar{\sigma}_v$ is the average total vertical stress at depth Z in rock with unit weight γ . This rule has been supported by numerous measurements (Figure 4.7a) and is one of the reliable formulas of stress in-situ. However it can be violated over limited horizontal distances owing to effects of geological structure. Figure 4.3, for example, shows how the vertical stress might vary along horizontal planes cutting through a succession of rigid and compliant beds folded into synclines and anticlines. Along line AA' the stress varies from perhaps 60% greater than γZ under the syncline to zero just beneath the anticline, the more rigid layer serving as a protective canopy and directing the flow of force down the limbs of the fold. A tunnel driven along line BB' could expect to pass from relatively understressed rock in the compliant shales to highly stressed rock as it crossed into more rigid sandstone in passing under the trough of the syncline. If there is a low-strength sheared

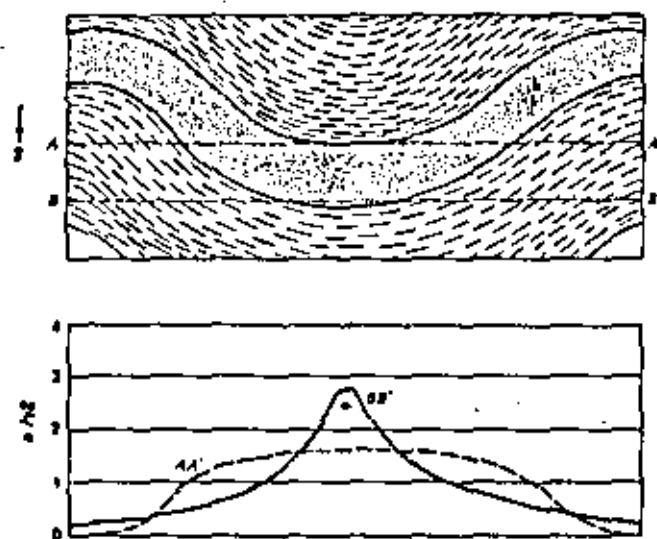


Figure 4.3 The influence of folds in heterogeneous, layered rock on vertical stresses.

Estimating the Initial Stresses

zone along the contact, produced by slip between the layers during folding, the vertical stress could be expected to jump in crossing the contact. Since geological structure can alter the vertical stresses and the direction of principal stresses, it is wise to investigate geological effects through analysis in important applications wherever geological heterogeneities can be expected to deflect the lines of force away from the vertical. Figure 4.4 shows the result of one such analysis, performed using the finite element method, in a region with heterogeneous geology superimposed on a sharply notched topography.

HORIZONTAL STRESS

In regard to the magnitude of the horizontal stresses, it is convenient to discuss the ratio of horizontal to vertical stresses. Let

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (4.2)$$

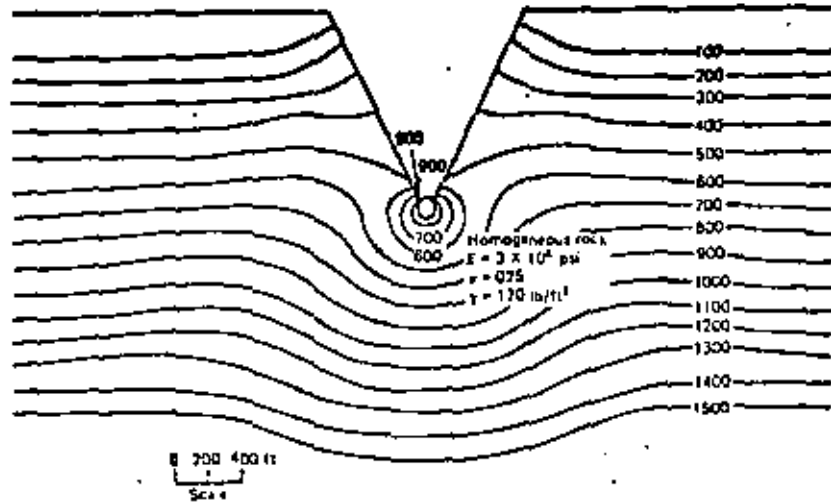
In a region of recent sedimentation, such as the Mississippi Delta, the theory of elasticity can be invoked to predict that K will be equal to $\nu/(1-\nu)$. This expression derives from the symmetry of one-dimensional loading of an elastic material over a continuous plane surface, which infers a condition of no horizontal strain; such a formula has no validity in a rock mass that has experienced cycles of loading and unloading. Consider an element of rock at depth Z_0 with initial value of $K = K_0$, which is then subjected to unloading by removal of ΔZ thickness of overburden (Figure 4.5). Due to unloading of $\gamma\Delta Z$ vertical stress, the horizontal stress is reduced by $\gamma\Delta Z\nu/(1-\nu)$. Therefore, after erosion of a thickness of rock equal to ΔZ , the horizontal stress at depth $Z = Z_0 - \Delta Z$ will become equal to $K_0\gamma Z_0 - \gamma\Delta Z\nu/(1-\nu)$, when

$$K(Z) = K_0 + \left[\left(K_0 - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \Delta Z \right] \cdot \frac{1}{Z} \quad (4.3)$$

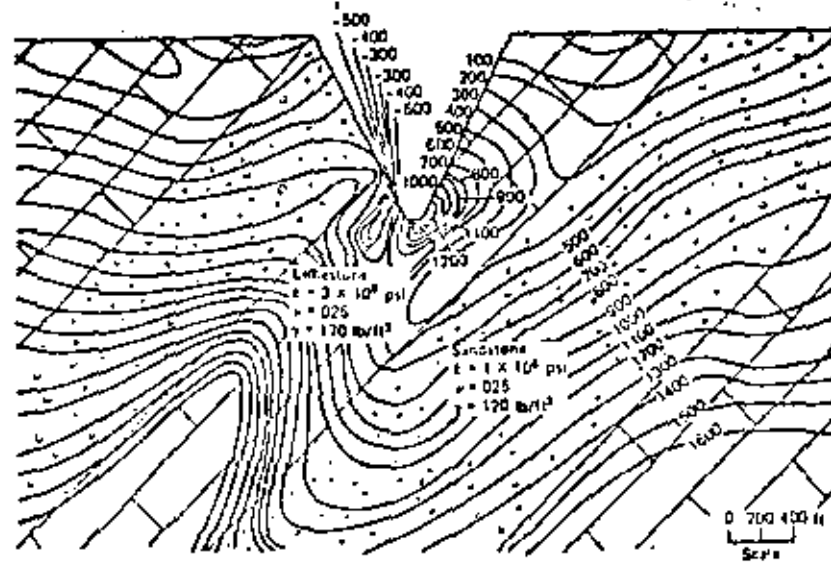
Thus, erosion of overlying rock will tend to increase the value of K , the horizontal stress becoming greater than the vertical stress at depths less than a certain value.¹ The hyperbolic relationship for $K(Z)$ predicted by Equation 4.3 can be generated by other arguments. While the vertical stress is known to equal γZ , the horizontal stress could lie anywhere in the range of values between the two extremes $K_0\sigma_v$ and $K_1\sigma_v$, shown in Figure 4.6. $K_0\sigma_v$ corresponds to conditions for normal faulting, Figure 4.6b, in which the vertical stress is the major principal stress and failure is by horizontal extension. Assuming Coulomb's law:

$$K_0 = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) - \left[\left(\frac{4c}{\gamma} \right) \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \right] \cdot \frac{1}{Z} \quad (4.4)$$

¹ With the restriction $K \leq K_0$, given by (4.5). Thermal effects have been ignored.



(a)



(b)

Figure 4.4 Comparison of maximum shear stresses beneath valleys in homogeneous (a) and heterogeneous (b) formations. Units of shear stress are hundreds of pounds per square foot.

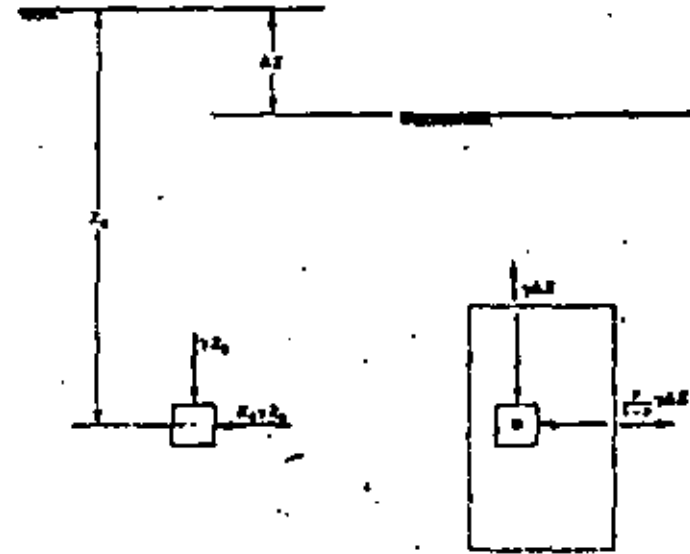


Figure 4.5 The effect of erosion on stresses at depth.

K_1 corresponds to conditions for reverse faulting (Figure 4.6c), in which the vertical stress is the minor principal stress and failure is by horizontal compression, giving

$$K_1 = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + \frac{q_0}{\gamma} \cdot \frac{1}{Z} \quad (4.5)$$

Values of these extreme horizontal stresses are tabulated for an assumed set of rock properties in Table 4.1. If there is no existing fault, we observe that the range of possible values of K such that $K_1 \leq K \leq K_2$ is quite vast. However, near a preexisting fault, q_0 can be assumed equal to zero and the range of K is considerably reduced. Although tension is possible, it has rarely been measured and is to be considered an unusual situation.

Brown and Hock (1978) examined a number of published values of in-situ stress (Figure 4.7b) and independently discerned a hyperbolic relation for the limits of $K(Z)$, as follows:

$$0.3 + \frac{100}{Z} < K < 0.5 + \frac{1500}{Z} \quad (4.6)$$

where Z is the depth in meters and K is the ratio of average horizontal stress to vertical stress. The range in extreme values of K given by this empirical criterion

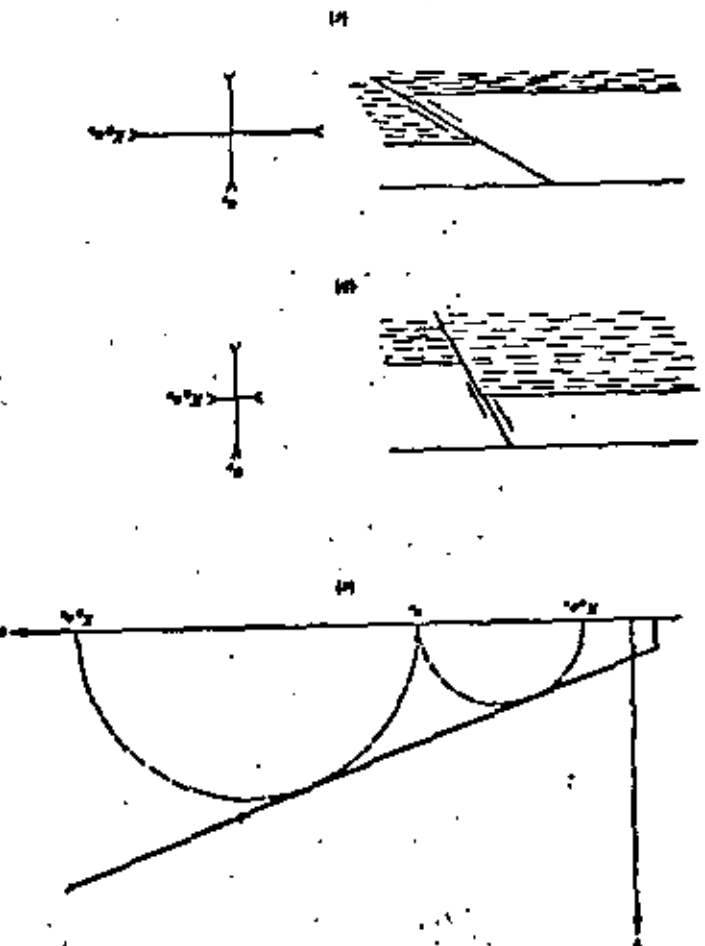


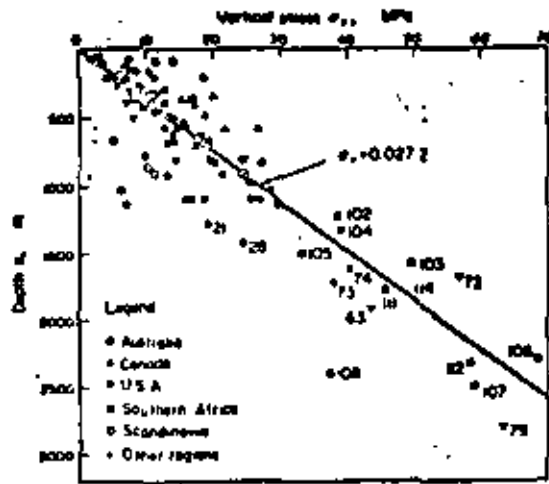
Figure 4.6. Stresses required to initiate normal and reverse faults.

is considerably less than the range K_1 to K_2 given by (4.4) and (4.5) when σ_3 is not equal to zero, due in part to the fact that average horizontal stress is being considered, whereas the previous criteria refer to maximum and minimum values of horizontal stress. In any event, all the equations for K_1 and K_2 presented and the actually measured data are consistently found to be inverse with Z . Thus, even without measurements one can estimate, within broad limits, the variation of

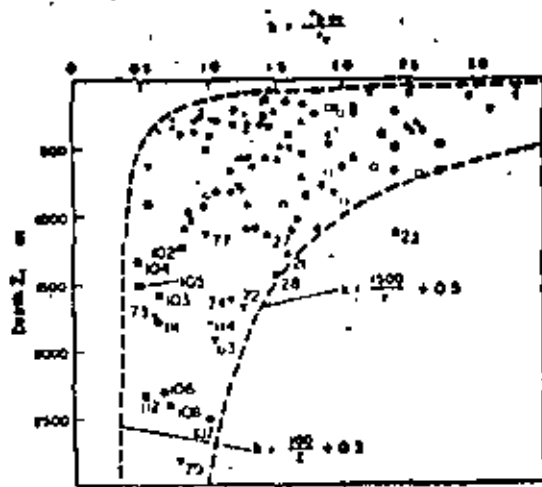
TABLE 4J

Extreme Values for Possible Horizontal Stresses Corresponding to Conditions for Normal and Reverse Faulting $\gamma = 25.9 \text{ kN/m}^2$

Depth (m)	Vertical Stress σ_v (MPa)	Before Faulting Occurs; no Preexisting Fault Horizontal Stress σ_h				After Faulting has Occurred and a Fault Exists Horizontal Stress σ_h			
		Normal Faulting (MPa)	Reverse Faulting (MPa)	Normal Faulting (MPa)	Reverse Faulting (MPa)	Normal Faulting (MPa)	Reverse Faulting (MPa)	Normal Faulting (MPa)	Reverse Faulting (MPa)
10	0.26	-2.94	34.99	-0.85	2.53	0.06	1.19	0.13	0.53
20	0.52	-2.88	16.18	-0.73	3.06	0.11	2.38	0.25	1.06
40	1.04	-2.77	18.56	-0.47	4.11	0.23	4.76	0.51	2.11
60	1.55	-2.66	20.95	-0.22	5.17	0.34	7.15	0.76	3.17
100	2.59	-2.43	25.72	0.29	7.28	0.56	11.91	1.27	5.28
150	3.89	-2.15	31.68	0.92	9.92	0.84	17.87	1.90	7.92
200	5.18	-1.87	37.64	1.56	12.57	1.13	23.82	2.54	10.57
400	10.36	-0.74	61.49	4.10	23.13	2.25	47.64	5.08	21.13
750	19.43	1.23	103.2	8.54	41.62	4.22	89.33	9.52	39.62
1000	25.90	2.64	133.0	11.72	54.83	5.63	119.1	12.70	52.83
2000	51.80	8.28	252.4	24.42	107.6	11.26	238.2	25.40	105.6

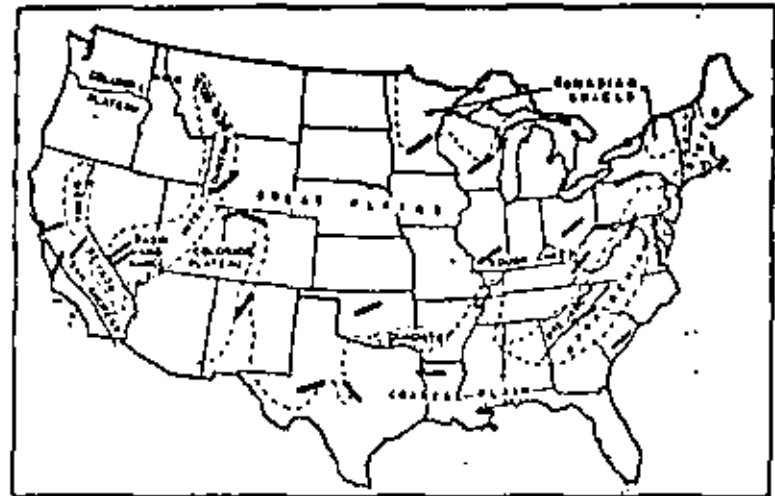


(a)



(b)

Figure 4.7 Results of stress measurements. (a) Vertical stresses. (b) Average horizontal stresses [(a) and (b) from Brown and Hoek, (1978)]



— σ_1 MAX. DIRECTION

(c)

Figure 4.7 Results of stress measurements. (c) Directions of largest horizontal stress deduced from hydraulic fracturing [from Haumson (1974)]

horizontal stress with depth. While the *magnitude* of the horizontal stress might be estimated only approximately, it is often possible to offer good estimates for the *directions* of the horizontal stresses.

HORIZONTAL STRESS DIRECTION

If the present state of stress is a remnant of that which caused viable geological structure, it will be possible to infer the directions of stresses from geological observations. Figure 4.8 shows the relationship between principal stress directions and different types of structures. The state of stress that causes a normal fault has σ_1 vertical, and σ_2 horizontal pointed perpendicularly to the fault trace as seen in plan. In the case of reverse faulting, the stresses that caused the rupture have σ_1 vertical, while σ_2 is horizontal and directed perpendicular to the fault trace. Axial planes of folds also define the plane of greatest principal stress. Strike-slip faults are created by a state of stress in which σ_1 is horizontal and inclined about 30° with the fault trace, clockwise or counterclockwise as dictated by the sense of motion on the fault. These directions of horizontal stresses are not those of crustal blocks caught and squeezed between pairs of parallel faults; in such blocks, the

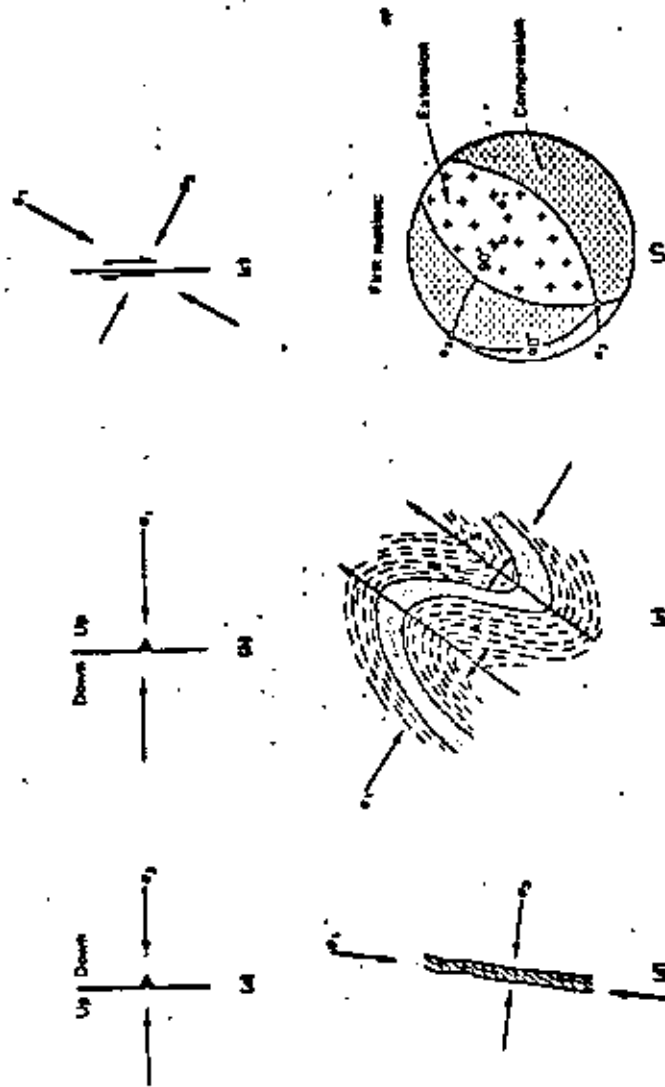


Figure 4.8. Directions of stresses inferred from geologic features. (a) to (c) are play views. (a) Normal fault, (b) Reverse fault, (c) Strike slip fault. (d) Dike. (e) Folds. (f) Stereographic projection of first motion vectors from an earthquake.

primary stress state of the crust that is linked directly to the primary rupture surfaces will have superimposed on it the effects of the strain from accumulated fault motions, as discussed by Moody and Hill (1956).

Another line of observations comes from dikes and flank volcanoes formed around larger craters. Some dikes represent hydraulic fractures, in which case they lie perpendicular to σ_1 . The perpendicular to a radius from a master crater to a flank volcano similarly identifies the direction of least horizontal stress.¹ Seismologists are able to indicate the directions of primary stresses from first motion analysis of earthquakes. If the directions of the vectors from the focus to different seismic stations are plotted on a stereographic projection of a unit reference hemisphere, it will be seen that two regions contain vectors that received compressive first motion, while the other two regions contain vectors that received extensile first motion (Figure 4.8f). Two great circles are drawn to divide these fields and their point of intersection defines the direction of σ_1 . The direction of σ_1 is 90° from the direction of σ_3 approximately along the great circle bisecting the angle between the dividing great circles in the extension first motion field. The direction of σ_2 is the perpendicular to the plane of σ_1 and σ_3 . (Stereographic projection principles are presented in Appendix 5.) Directions of the largest horizontal stress measured in hydraulic fracturing experiments in the continental United States are shown in Figure 4.7c, from Hainson (1978). This method is described below.

4.3 TECHNIQUES FOR MEASUREMENT OF IN-SITU STRESSES

Stresses in-situ can be measured in boreholes, on outcrops, and in the walls of underground galleries as well as back calculated from displacements measured underground. The available techniques summarized in Table 4.2 involve a variety of experimental approaches, with an even greater variety of measuring tools. Three of the best known and presently most used techniques are *hydraulic fracturing*, the *flat jack method*, and *overcoring*. As will be seen, they are complementary to each other, each offering different advantages and disadvantages. All stress measurement techniques perturb the rock in order to create a response that can then be measured and analyzed, making use of a theoretical model, to estimate part of the in-situ stress tensor. In the hydraulic fracturing technique, the rock is cracked by pumping water into a borehole; the known tensile strength of the rock and the inferred concentration of stress at the well bore are processed to yield the initial stresses in the plane perpendicular to the borehole. In the flat jack test, the rock is partly unloaded by cutting a slot, and then reloaded; the in-situ stress normal to the

¹ K. Nakamura (1977) Volcanoes as Possible Indicators of Tectonic Stress Orientation—Principle and Proposal. *Journal Volcanol. and Geoth. Research*, Vol. 11, No. 1, pp. 1-16

TABLE 4.1

Methods for Measuring the Absolute State of Stress in Rocks

Principle	Procedure	Reference
Complete strain relief	Overcore a radial deformation gage in a central borehole (U. S. B. Mines Method)	Merrill and Peterson (1961)
	Overcore a soft inclusion containing strain gages (LNEC method)	Rocha et al. (1974)
	Overcore a borehole with strain gages on its walls (Leeman method)	Leeman (1971)
	Drill around a rosette gage placed on a rock face	Olsen (1957)
	Overcore a rosette gage placed on the bottom of a drill hole (doorstopper method)	Leeman (1971)
	Overcore a soft photoelastic inclusion	Riley, Goodman and Nolting (1977)
	Measure time dependent strains on faces of a rock after its removal from the ground	Emery (1962) Voight (1968)
Partial strain relief	Null displacements caused by cutting a tabular slot in a rock wall (flat jack method)	Bernede (1974) Rocha et al. (1966)
	Overcore a stiff photoelastic inclusion with down-hole polariscope (glass stress meter)	Roberts et al. (1964, 1963)
	Overcore a stiff inclusion to freeze stresses into it; measure frozen stresses in the laboratory (cast inclusion method)	Riley, Goodman, and Nolting (1977)
	Overcore a stiff instrumented inclusion (stiff inclusion method)	Hast (1958) Nichols et al. (1963)
	Drill in the center of a rosette array on the surface of a rock face (undercoring method)	Duvall, in Hooker et al. (1974)
	Monitor radial displacements on deepening a borehole (borehole deepening method)	De la Cruz and Goodman (1970)

TABLE 4.2 (continued)

Principle	Procedure	Reference
Rock flow or fracture	Measure strain to fracture a borehole with a borehole jack (Jack fracturing technique)	De la Cruz (1978)
	Measure water pressures to create and extend a vertical fracture in a borehole (Hydraulic fracturing)	Fairhurst (1965) Haimson (1978)
	Measure strains that accumulate in an elastic inclusion placed tightly in a viscoelastic rock	
Correlation between rock properties and stress; other techniques	Core discing—observe whether or not it has occurred	Obert and Stephenson (1965)
	Resistivity Rock noise (Kaiser effect)	Kanagawa, Hayashi, and Nakasa (1976)
	Wave velocity; X-ray lattice spacing measurements in quartz dislocation densities in crystals	Friedman (1972)

slot is related to the pressure required to null the displacement that occurs as a result of slot cutting. In the overcoring test, the rock is completely unloaded by drilling out a large core sample, while radial displacements or surface strains of the rock are monitored in a central, parallel borehole. Analysis using an unloaded thick-walled cylinder model yields stress in the plane perpendicular to the borehole. In each case stress is inferred, but displacements are actually measured. Precisions are seldom great and the results are usually considered satisfactory if they are internally consistent and yield values believed to be correct to within about 50 psi (0.3 MPa). The main problem of all stress measurement techniques is that the measurement must be conducted in a region that has been disturbed in the process of gaining access for the measurement; this paradox is handled by accounting for the effect of the disturbance in the analytical technique, as shown below.

HYDRAULIC FRACTURING

The hydraulic fracturing method makes it possible to estimate the stresses in the rock at considerable depth using boreholes. Water is pumped into a section of the

borehole isolated by packers. As the water pressure increases, the initial compressive stresses on the walls of the borehole are reduced and at some points become tensile. When the stress reaches $-T_0$, a crack is formed; the down-hole water pressure at this point is p_{c1} (Figure 4.9a). If pumping is continued, the crack will extend, and eventually, the pressure down the hole will fall to a steady value, p_s , sometimes called "the shut-in pressure."

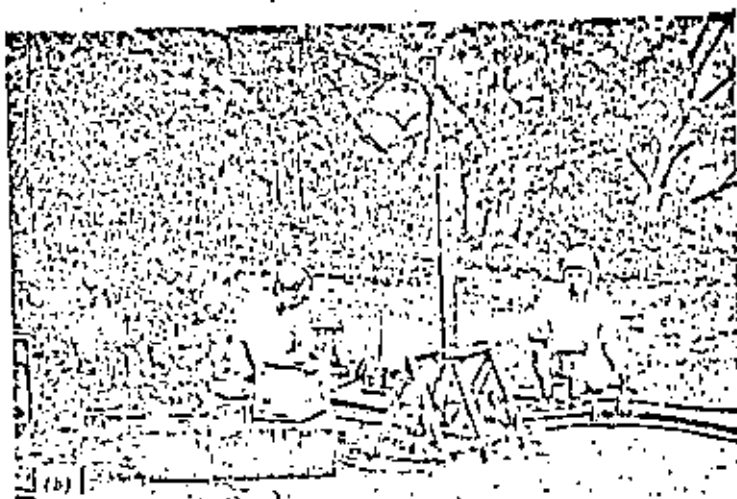
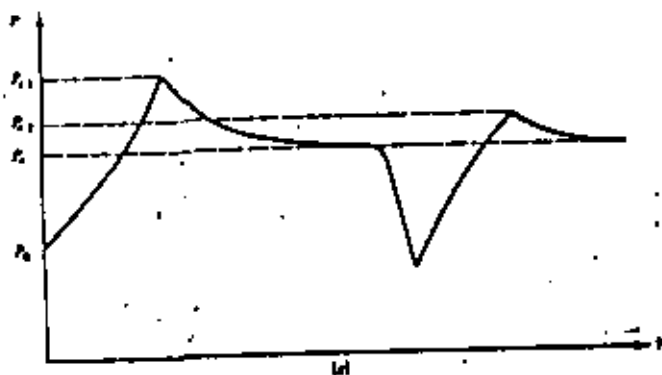


Figure 4.9 Hydraulic fracturing (a) Pressure versus time data as water is pumped into the packed-off section. (b) Experiment in progress. (Photo by Tom Orr.)

To interpret the data from the hydraulic fracturing experiment in terms of initial stresses, we need to determine the orientation of the hydraulically induced fracture ("hydrofrac"). The greatest amount of information coincides with the case of a vertical fracture, and this is the usual result when conducting tests below about 800 m. The orientation of a fracture could be observed by using down-hole photography or television; however a crack that closes upon depressuring the hole to admit the camera would be difficult to see in the photograph. It is better to use an impression packer, such as one available from Lynes Company, which forces a soft rubber lining against the wall while internal pressure is maintained, recording the fracture as an impression on the rubber surface.

The analysis of the pressure test is simplified if it is assumed that penetration of the water into the pores of the rock has little or no effect on the stresses around the hole. Making such an assumption, it is possible to use the results of the known distribution of stress around a circular hole in a homogeneous, elastic, isotropic rock (the "Kirsch solution") to compute the initial stresses at the point of fracture. The tangential stress on the wall of the hole reaches the least magnitude at A and A' (Figure 4.10) where it is

$$\sigma_t = 3\sigma_{v, \min} - \sigma_{v, \max} \quad (4.7)$$

When the water pressure in the borehole is p , a tensile stress is added at all points around the hole equal (algebraically) to $-p$. The conditions for a new, vertical

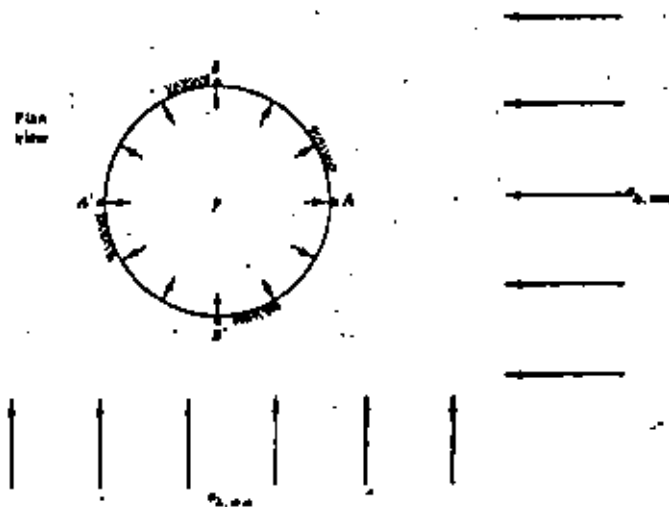


Figure 4.10 Location of critical points around the borehole used for hydraulic fracture.

tensile crack are that the tensile stress at point *A* should become equal to the tensile strength, $-T_0$. Applying this to the hydraulic fracturing experiment yields as a condition for creation of a hydraulic fracture:

$$3\sigma_{h, \text{min}} - \sigma_{h, \text{max}} - p_{r1} = -T_0 \quad (4.8)$$

The crack once formed will continue to propagate as long as the pressure is greater than the stress normal to the plane of the fracture. If the pressure of water in the crack was less than or greater than the normal stress on this crack, it would close or open accordingly. In rocks, cracks propagate in the plane perpendicular to σ_3 . In the context of hydraulic fracturing with a vertical fracture, this means that the stress normal to the plane of the fracture is equal to the shut-in pressure, p_1 .

$$\sigma_{h, \text{min}} = p_1 \quad (4.9)$$

Equations 4.8 and 4.9 allow the major and minor normal stresses in the plane perpendicular to the borehole to be determined if the tensile strength of the rock is known. If the borehole pressure is dropped and once again raised above the value p_1 , the hydraulic fracture will close and then reopen. Let the new peak pressure, smaller than p_{r1} , be called p_{r2} . Replacing T_0 and p_{r1} of Equation 4.8 with the values 0 and p_{r2} respectively and subtracting Equation 4.8 from the resulting equation yields a formula for the tensile strength of the rock around the borehole applicable to the conditions of the experiment:

$$T_0 = p_{r1} - p_{r2} \quad (4.10)$$

Assuming that the vertical stress equals γZ , and is a principal stress, the state of stress is now completely known, for the experiment yields the values and directions of the major and minor normal stress in the plane perpendicular to the borehole.

If the rock is pervious, water will enter cracks and pores creating an internal pressure gradient whereas the theory above presumed a sudden pressure drop across the borehole wall. The effect is to lower the value of p_{r1} and round the peak of Figure 4.9. Haimson (1978) shows how to modify the analysis to solve for the principal stresses in this case.

The hydraulic fracturing experiment does not yield the above results if the fracture is horizontal. Conditions for propagation of a horizontal fracture are met if the internal pressure becomes equal to the vertical stress plus the tensile strength. Assuming that the tensile strengths for propagation of horizontal and vertical fractures are the same, the vertical fracture could form only at depths below which the vertical stress obeys:

$$\sigma_v \geq (3N - 1)\sigma_{h, \text{max}} \quad (4.11)$$

where $N = \sigma_{h, \text{min}}/\sigma_{h, \text{max}}$.

To permit an estimate of the minimum depth for vertical fracturing, it is useful to express Equation 4.11 in terms of K , the ratio of mean horizontal stress to vertical

TABLE 4.3
Minimum Depths for a Vertical Hydraulic Fracture

$\sigma_{h, \text{min}}/\sigma_{h, \text{max}}$ (<i>N</i>)	Transition Value ^a of $K = \bar{\sigma}_h/\sigma_v$ (<i>K_r</i>)	Minimum Depth (meters) for a Vertical Hydrofrac Assuming	
		$\bar{z} = \left(\frac{100}{K - 0.3}\right)$	$Z = \left(\frac{1500}{K - 0.3}\right)$
≤ 0.33	∞	0	0
0.40	3.5	31	500
0.50	1.5	83	1500
0.60	1.0	143	3000
0.667	0.833	188	4505
0.70	0.773	211	5495
0.80	0.643	292	10,490
0.90	0.559	386	25,424
1.00	0.500	500	∞

$$^a K = \frac{1 + N}{6N - 2}, N > \frac{1}{3}$$

stress. In these terms, a vertical fracture will form at a depth such that K is less than $(1 + N)/(6N - 2)$ where N is $\sigma_{h, \text{min}}/\sigma_{h, \text{max}}$ (with N restricted to values greater than $\frac{1}{3}$). The minimum depths for a vertical fracture, corresponding to the upper and lower limits of $K(Z)$ given in Equation 4.6, are presented for various values of N in Table 4.3. When the value of N is small, or when the mean horizontal stress tends toward the lower values in the range of experience, vertical fractures can occur at shallow depths. This has in fact been experienced by the oil industry, which has produced more than a million hydrofracs for artificial stimulation of oil and gas wells.

THE FLAT JACK METHOD

Hydraulic fracturing can be performed only in a borehole. If one has access to a rock face, for example, the wall of an underground gallery, stress can be measured using a simple and dependable technique introduced by Tincelin in France in 1952. The method involves the use of flat hydraulic jacks, consisting of two plates of steel welded around their edges and a nipple for introducing oil into the intervening space. Through careful welding and the use of preshaping bends, or internal fillers, it is possible to achieve a pressure of 5000 psi or higher in such a jack without rupture. The first step is to install one or more sets of measuring points on the face

of the rock. The separation of the points is typically 6 in., but must conform to the gage length of available extensometers. Then a deep slot is installed perpendicular to the rock face between the reference points (Figure 4.11b); this may be accomplished by drilling overlapping jackhammer holes, using a template to guide the drill, or by diamond sawing [Rocha et al. (1966)]. As a result of cutting the slot, the pin separation will decrease from d_0 to a smaller value if the rock was under an initial compression normal to the plane of the slot (Figure 4.11c). The initial normal stresses could be calculated from the measured pin displacement if the elastic constants of the rock were known. However, a self-compensating method of stress determination is preferred making it unnecessary to determine the rock properties explicitly. The flat jack is inserted into the slot, cemented in place, and pressured. When the pins have been returned to d_0 , their initial separation, the pressure in the

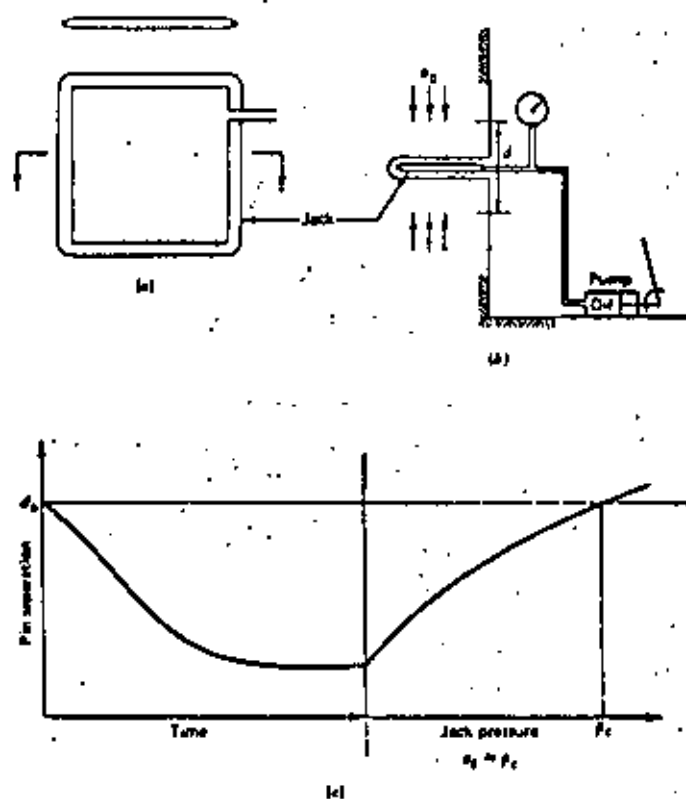


Figure 4.11 The flat jack test.

jack (p) approximates the initial stress normal to the jack. In theory, the initial stress parallel to the slot and the geometric differences between the inside of the jack and the inside of the slot require a correction to this result (Alexander, 1960). However, the correction is often within the band of uncertainty anyway, and if a diamond sawed slot is used, it is negligibly small; thus p , (the "cancellation pressure of the jack") is an acceptable estimate for the average stress normal to the jack.

In the flat jack test we have a large, rugged, and inexpensive method for determining one stress component of the stress tensor. The equipment can be fabricated on site and is virtually indestructible, an important consideration in any instrumentation or measurement program underground. A serious limitation of the method is that the measured stress lies in the region of disturbance of the gallery introduced for the purpose of taking the measurement. If the gallery is carefully executed, this disturbance might be calculated by conducting an independent stress concentration investigation, using numerical methods (e.g., the finite element method). In general, if the stresses normal to the plane of the jack are determined at three points around the section of the gallery, yielding values $\sigma_{xA}, \sigma_{xB}, \sigma_{xC}$ for the tangential stresses (stresses parallel to the surface of the opening) near the surface at these points, the initial stresses in the plane perpendicular to the gallery can be calculated by inverting the relationship:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{x,A} \\ \sigma_{x,B} \\ \sigma_{x,C} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} \quad (4.12)$$

where the coefficients a_{ij} are determined by the numerical study. For example, suppose flat jacks were placed at R and W, in the roof and side wall, respectively, of a perfectly circular underground opening; if the initial stresses were known to be horizontal and vertical, and if the tunnel radius were large compared to the width of the jacks, then Equation 4.12 would simplify to:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{x,R} \\ \sigma_{x,W} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1 & 3 \\ 3 & -1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{vert} \\ \sigma_{hor} \end{pmatrix} \quad (4.13)$$

whereupon

$$\sigma_{vert} = \left(\frac{1}{4}\right)\sigma_{x,R} + \left(\frac{3}{4}\right)\sigma_{x,W} \quad (4.14)$$

and

$$\sigma_{hor} = \left(\frac{3}{4}\right)\sigma_{x,R} + \left(\frac{1}{4}\right)\sigma_{x,W}$$

The stresses around an underground gallery vary inversely with the radius squared (see Equations 7.1). Therefore, if stresses are measured in a borehole at least one gallery diameter in depth, the results should correspond to the initial state of stress before driving the measurement gallery. This can be accomplished using the *overcoring test*.

OVERCORING

First one drills a small diameter borehole and sets into it an instrument to respond to changes in diameter. One such instrument is the U. S. Bureau of Mines six-arm deformation gage (Figures 4.12a and 4.13a), a relatively rugged tool that uses the bending of a cantilever equipped with strain gages to give output voltage proportional to displacement. There are three opposed pairs of carbon-carbide tipped buttons, each pressing against a cantilever arm fixed to a base plate, tightened against the wall of the borehole by a spring. By choosing a button of appropriate size in each of the six positions, each of the cantilevers can be prebent to yield an initial output in the center of the linear region and the borehole diameter changes can be monitored along three diameters simultaneously, whether the borehole becomes smaller or larger. After the gage is inserted, the output wires are threaded through a hollow drill and out through the water swivel and a larger hole is cored

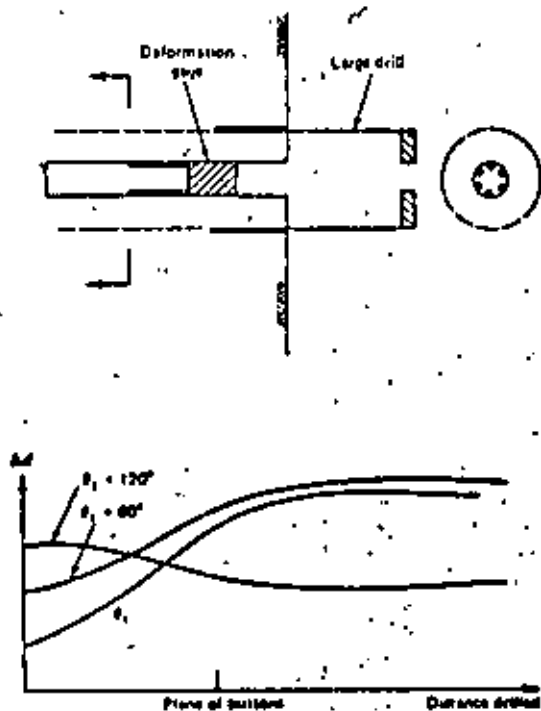


Figure 4.11 The overcoring method, using the Bureau of mines gage.

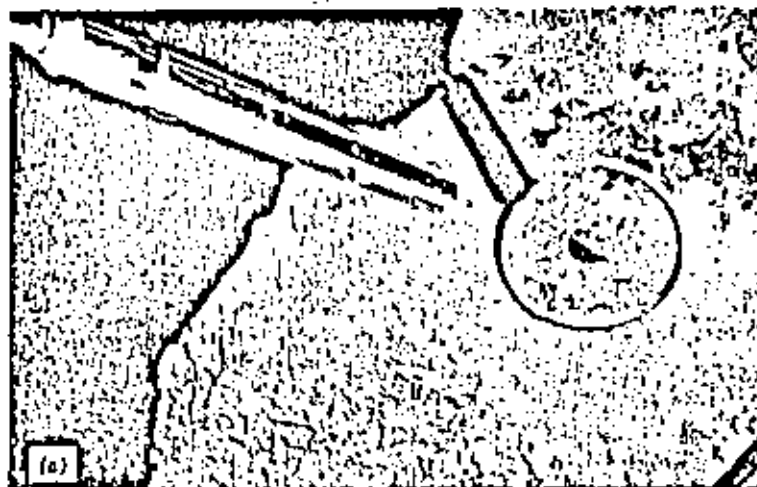


Figure 4.13 In-situ stress measurements by overcoring from a rock outcrop. (a) Six component borehole deformation gage and the overcored measuring hole. (b) experiment in progress. (Photos by Rick Nolting; Courtesy of TerraTek.)

concentrically over the first (Figure 4.13b). This produces a thick-walled cylinder of rock, detached from the rock mass and therefore free of stress. If the rock had been under an initial compression, the deformation gage will record an enlargement along two or all of the monitored directions in response to the "overcoring" (Figure 4.12b)—all radii expanding if the ratio of minor to major normal stress in the plane perpendicular to the borehole is greater than one-third. As a result of the experiment, the change in borehole diameter will be known along three diameters, 60° apart. Select an x axis conveniently in the plane perpendicular to the hole and let θ be the angle counterclockwise from Ox to a pair of buttons that yields results $\Delta d(\theta)$. Let the plane perpendicular to the borehole be the xz plane, with the borehole parallel to y . Then, the deformations measured are related to the initial stresses in the xyz coordinate system according to:

$$\Delta d(\theta) = \sigma_x f_1 + \sigma_y f_2 + \sigma_z f_3 + \tau_{xz} f_4 \quad (4.15)$$

where

$$f_1 = d(1 + 2 \cos 2\theta) \frac{1 - \nu^2}{E} + \frac{d\nu^2}{E}$$

$$f_2 = -\frac{d\nu}{E}$$

$$f_3 = d(1 - 2 \cos 2\theta) \frac{1 - \nu^2}{E} + \frac{d\nu^2}{E}$$

$$f_4 = d(4 \sin 2\theta) \frac{1 - \nu^2}{E}$$

In the above, E is Young's modulus, ν is Poisson's ratio, and d is the diameter of the borehole in which the measurement is conducted. Equation 4.15 excludes the two shear stress components τ_{xy} and τ_{yz} , parallel to the borehole because these have no influence on the diameter of the borehole. Gray and Toews (1963) showed that only three linearly independent equations are obtainable from repeated diametral measurements in different orientations, so the general state of stress cannot be computed from diameter changes recorded in one borehole. However, a solution can be found if one of the stress components is known or can be assumed. If the measurement is conducted in a borehole perpendicular to a rock face and at shallow depth, σ_y might be taken as zero. If the value of σ_y were known, or assumed, on the other hand, the term $f_2 \sigma_y$ could be taken to the left side of the equal sign in each of three equations representing measurements along different directions and the remaining three stress components could be determined. In this way, the state of stress in the plane perpendicular to the borehole could be computed as a function of σ_y alone. An alternative approach, discussed later, is to combine

measurements from three or more nonperpendicular boreholes, adopting a single, universal coordinate system into which the unknown stresses from each borehole are transformed. The resulting set of equations will be redundant, and, furthermore, since it is impossible to occupy the same volume of rock in more than one measurement, the results will be scattered.

In the usual situation where measurements are conducted in one borehole parallel to y , and a value of σ_y is assumed for purposes of computation, diameter change measurements are conducted in directions θ_1 , $\theta_1 + 60$, and $\theta_1 + 120$, yielding three equations in three unknowns:

$$\begin{cases} \Delta d(\theta_1) - f_2 \sigma_y \\ \Delta d(\theta_1 + 60) - f_2 \sigma_y \\ \Delta d(\theta_1 + 120) - f_2 \sigma_y \end{cases} = \begin{pmatrix} f_{11} & f_{13} & f_{14} \\ f_{21} & f_{23} & f_{24} \\ f_{31} & f_{33} & f_{34} \end{pmatrix} \begin{cases} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{cases} \quad (4.16)$$

Inversion of Equations 4.16, after assuming a value for σ_y , yields the stress components in the plane perpendicular to the borehole.

The overcoring test thus can be used to measure the stresses at some distance from a rock face. There is a practical limit to how far one borehole can be drilled concentrically over another. With a template to collar the drillhole and homogeneous, nonfractured rock, it might be possible to proceed for as much as 30 m from a face; but normally the test has to be discontinued beyond about 5 m.

The principal disadvantage of the test is the linear dependence of the stresses upon the elastic constants. The Bureau of Mines determines E and ν directly on the overcore by compressing it in a special large-diameter triaxial compression chamber, while the borehole deformation gage responds inside. Another approach, applicable in horizontal holes, is to assume a value for ν and use the value of E that makes the vertical component of stress, at some distance behind the wall, agree with the value of the unit weight of rock times depth below ground. Another approach altogether is to replace the deformation gage with a stiffer gage (e.g., glass or steel) forming a "stiff elastic inclusion." In such a case, the stresses inside the inclusion on overcoring are almost independent of the elastic modulus of the rock. However, the precision of measurement is reduced making the experiment more difficult. Another difficulty with the overcoring method is the requirement to use large drill cores (e.g., 6-in. diameter). There is no theoretical demand that the outer diameter be any specific value, and, in fact, the stresses deduced from the experiment will be unaffected by choice of outer diameter. In practice, however, difficulty is experienced with rock breakage if the outer diameter is less than at least twice the inner diameter.

In the *doorstopper method* (Figure 4.14) strain gages are fixed to the center of the stub of rock at the bottom of the hole which is then isolated from the surrounding rock by continuing the original hole [Leeman (1971)]. This permits the interpretation of stress at greater depth but the interpretation of the data is more precarious. The test is performed as follows. First, drill a borehole to the site of

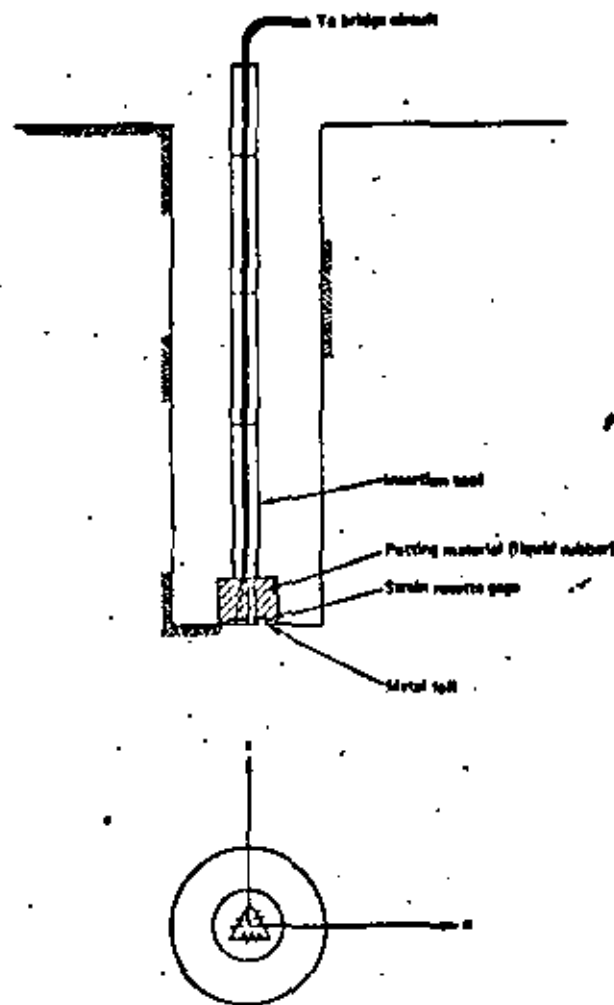


Figure 4.14 In-situ stress measurement by the "doorstopper" technique.

measurement. Then install a flat, noncoring drill bit to grind the bottom to a smooth flat surface. Clean the bottom surface and then cement onto it a piece of metal foil bearing a strain gage rosette on its upper surface. When the cement has hardened, thread the bridge wires through the drill and deepen the hole. This releases the stresses in the bottom, yielding strains ϵ_x , ϵ_y , γ_{xy} ; (with the y axis parallel to the borehole and the x , z axes along two perpendicular lines in the bottom, selected at will). Appendix 2 shows how to convert strain rosette readings to strain components ϵ_x , ϵ_y , γ_{xy} .

The changes in stress at the bottom of the hole ($\Delta\sigma_{x,b}$, $\Delta\sigma_{y,b}$, $\Delta\tau_{xy,b}$) can be calculated from the strain components by the stress-strain relationship for linear, elastic isotropic bodies.

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{x,b} \\ \Delta\sigma_{y,b} \\ \Delta\tau_{xy,b} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.17)$$

The initial stresses in x , y , z coordinates are related to the stress changes on the bottom of the hole by

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{x,b} \\ \Delta\sigma_{y,b} \\ \Delta\tau_{xy,b} \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} a & c & b & 0 \\ b & c & a & 0 \\ 0 & 0 & 0 & d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.18)$$

Constants a , b , c , and d have been evaluated by several independent workers. De la Cruz and Raleigh (1972) give the following values, based upon a finite element analysis:

$$\begin{aligned} a &= 1.30 \\ b &= (0.085 + 0.15\nu - \nu^2) \\ c &= (0.473 + 0.91\nu) \end{aligned} \quad (4.19)$$

and

$$d = (1.423 - 0.027\nu)$$

As in the overcoring test, σ_z must be assumed or evaluated independently. Then

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} a & b & 0 \\ b & a & 0 \\ 0 & 0 & d \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{x,b} + c\sigma_z \\ \Delta\sigma_{y,b} + c\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy,b} \end{Bmatrix} \quad (4.20)$$

The "doorstopper" method can be pursued at the bottom of a shaft as well as in a drill hole.

Measurements Made Directly on the Rock Surface

If a machine-bored shaft or tunnel is available for rock mechanics work, stress measurements may be made directly on the wall if the rock is not highly fractured. There are at least two methods for doing this: overdrilling a strain gage rosette applied directly to the rock surface, and drilling a central hole amid a set of measuring points (*undercoring*).

Strain gage rosettes applied to the rock surface have been used in boreholes by Leeman (1971) with an ingenious device to transport, glue, and hold the rosettes at several points simultaneously. Upon overcoring the hole, these rosettes then report strain changes that can be transformed to yield the complete state of stress $(\sigma)_{xx}$. In the present context, we can overcore strain gage rosettes cemented to points directly on the rock surface. Appendix 2 presents formulas for calculating the state of strain $(\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy})$ from the readings of the component gages of the rosette when the rock to which they are attached is overcored. These strains can then be converted to stresses using (4.17)

Undercoring is a name applied by Duvall (in Hooker et al. (1974)) to a procedure for measuring stresses on an exposed surface by monitoring radial displacements of points around a central borehole (Figure 4.15). Expressions for the radial and tangential displacements of a point located at polar coordinates r, θ from the central hole of a radius a are given in Equations 7.2 for plane strain; these expressions are changed to plane stress by substituting $\nu/(1 + \nu)$ in place of ν as discussed in the derivation of Equations 7.1 and 7.2 (Appendix 4).

Equations 7.2 are developed for the condition where the major and minor principal stress directions in the measuring plane are known. For the stress measurement problem, these directions will not be known a priori so an arbitrary choice of axes (x, z) is made (Figure 4.16). The stresses $(\sigma)_{xx}$ can then be determined

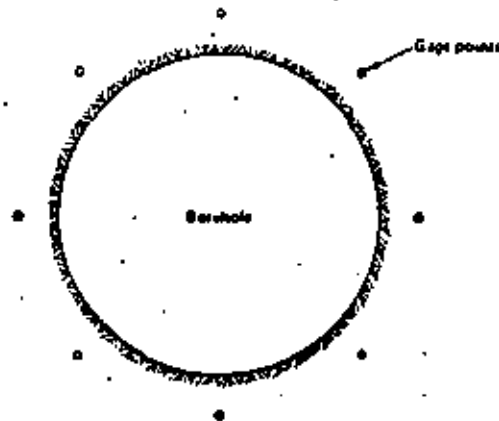


Figure 4.15 Undercoring.

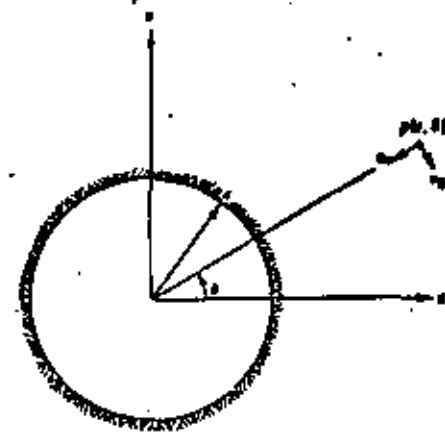


Figure 4.16 Coordinate system for the displacement equations.

from radial displacement measurements (u_r) at three positions (r, θ) using the following equation for each point in turn:¹

$$u_r = \sigma_x f_1 + \sigma_z f_2 + \tau_{xz} f_3 \quad (4.21)$$

where

$$f_1 = \frac{1}{2E} \frac{a^2}{r} [(1 + \nu) + H \cos 2\theta]$$

$$f_2 = \frac{1}{2E} \frac{a^2}{r} [(1 + \nu) - H \cos 2\theta]$$

$$f_3 = \frac{1}{E} \frac{a^2}{r} [H \sin 2\theta]$$

$$H = 4 - (1 + \nu) \frac{a^2}{r^2}$$

With radial displacement, $u_{r,1}$ measured at r_1, θ_1 , $u_{r,2}$ at r_2, θ_2 , and $u_{r,3}$ at r_3, θ_3 , Equation 4.21 yields

$$\begin{bmatrix} u_{r,1} \\ u_{r,2} \\ u_{r,3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{bmatrix} \quad (4.22)$$

¹ We assume that the tangential displacement v_θ does not influence the measured radial displacement.

which can be inverted to determine the stresses. This method cannot yield good precision unless the measuring points are close to the surface of the central hole, or the rock is deformable; otherwise, the values of u , will be quite small. Duvall placed the measuring pins on a 10-in. diameter circle and created a 5-in. central hole by reaming out an EX pilot hole. Vojtec Mencl used undercutting to measure stresses in the toe of a landslide in soft rock,⁴ where measurable displacements were experienced despite relatively small stresses (0.6 MPa) because the value of E was quite low. A variant of undercutting used a central cylindrical expansion cell (dilatometer) to null the initial radial displacements of points around the central hole was used by Dean, Beatty, and Hogan at Broken Hill Mine, Australia.⁵

Virgin stresses (the initial stresses at the test site before it was excavated) can be calculated from the stress components measured on the rock walls if the stress concentrations at the measuring points are known. The problem at hand resembles that discussed previously in connection with the flat jack test. Since the shape of the bored gallery is circular with smooth walls, the required stress concentrations can be obtained from the classical Kirsch solution (whose derivation can be followed in Jaeger and Cook (1976)). For our purposes, the adopted coordinate system is shown in Figure 4.16; unprimed coordinates $x_1, y_1, z_1, x_2, y_2, z_2$, etc. refer

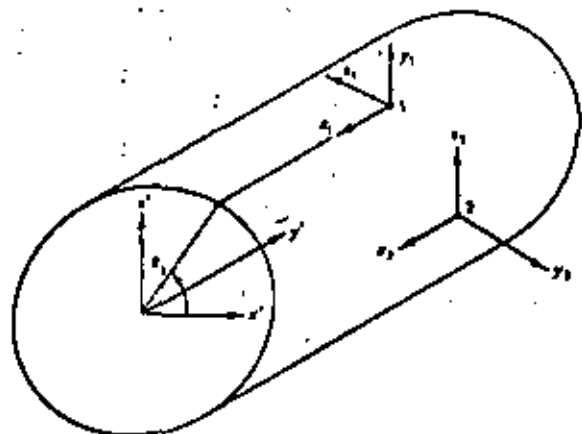


Figure 4.17 Coordinate systems for stress measurements on the walls of a tunnel.

⁴ O. Zaruba and Mencl, V. (1969) *Landslides and Their Control* (Elsevier, New York).

⁵ Rock stress measurements using cylindrical jacks and flat jacks at North Broken Hill Ltd. from *Broken Hill Mine Monograph No. 3* (1968), Australian Inst. Min. Metal Melbourne, Australia (399 Little Colliet St.).

to local coordinate directions at each measuring site 1, 2, etc. with y_1, y_2, \dots always in the direction of the normal to the surface (radius of the tunnel or shaft) and x_1, x_2, \dots parallel to the axis of the measuring tunnel or shaft. The x', y', z' are global coordinates with y' parallel to the axis of the shaft or tunnel, and x' and z' any convenient orthogonal axes in its cross section.

The surface stress concentrations can then be obtained from the general Kirsch formulas given by Leeman (1971) (see Appendix 4), substituting $r = a$ to identify points on the wall at the site of the measurement: with the above coordinates, at each site

$$\sigma_r = \sigma_\theta = 0$$

$$\sigma_z = \sigma_r$$

$$\sigma_{\text{tang}} = \sigma_z$$

$$\tau_{rz} = \tau_{\theta z} = 0$$

$$\tau_{\text{tang}, \theta} = \tau_{rz}$$

$$\tau_{\text{tang}, r} = \tau_{z\theta} = 0$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} d & 0 & e & 0 & 0 & f \\ g & 1 & h & 0 & 0 & i \\ 0 & 0 & 0 & n & p & 0 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_z \\ \tau_{r\theta} \\ \tau_{\theta z} \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix} \quad (4.23)$$

where

$$d = 1 - 2 \cos 2\theta$$

$$e = 1 + 2 \cos 2\theta$$

$$f = -4 \sin 2\theta$$

$$g = -2\nu \cos 2\theta$$

$$h = 2\nu \cos 2\theta$$

$$i = -4\nu \sin 2\theta$$

$$n = -2 \sin \theta$$

$$p = 2 \cos \theta$$

Two or more sites for surface stress measurement (e.g., (1) the roof $\theta_1 = 90^\circ$, and (2) the wall $\theta_2 = 0$ (Figure 4.17)) yield 6 equations whose solution determines the complete state of stress. Depending on the choice of sites, the coefficient matrix might be singular, necessitating a third location (with redundant data) to obtain a complete stress solution.

Principal Stresses

If the stresses are determined with reference to two arbitrarily chosen directions x and z in the plane of measurement, the values of normal stress will depend on the choice of axes. It is better to convert the results to the form of principal stresses and directions. (If the xz plane is not a principal plane, it is still possible to find, within it, directions in which the shear stress is zero; these are then called "secondary principal stresses.") Given σ_x , σ_z , and τ_{xz} , the principal stresses are found from

$$\sigma_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) + \left[\tau_{xz}^2 + \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_z)^2 \right]^{1/2} \quad (4.24)$$

and

$$\sigma_{min} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) - \left[\tau_{xz}^2 + \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_z)^2 \right]^{1/2}$$

The major principal stress, σ_3 , acts in a direction θ , measured counterclockwise from Ox , given by

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_{xz}}{\sigma_x - \sigma_z} \quad (4.25)$$

Since the arctan is multivalued, we must observe the following rules.⁶ Let $\alpha = \tan^{-1}[2\tau_{xz}/(\sigma_x - \sigma_z)]$ with $-\pi/2 \leq \alpha \leq \pi/2$ then

$$\begin{aligned} 2\theta &= \alpha & \text{if } \sigma_x > \sigma_z \\ 2\theta &= \alpha + \pi & \text{if } \sigma_x < \sigma_z \text{ and } \tau_{xz} > 0 \\ 2\theta &= \alpha - \pi & \text{if } \sigma_x < \sigma_z \text{ and } \tau_{xz} < 0 \end{aligned}$$

Measurement of Stresses in Three Dimensions

Civil engineering and mining work rarely require that all stress components be known. If such knowledge is desired, methods exist to yield the complete state of stress from a single experiment [e.g. Lecman (1971) and Rocha et al., (1974)]. Also, data from techniques enumerated above can be combined to permit computation of the complete stress matrix. A procedure for doing this was already discussed for the case of strain measurements on the surface of a drilled shaft or tunnel. Data can also be combined for overcoring, doorstopper, and other approaches. In each case, the strategy is to transform the measured stress components to a global coordinate system to combine data from non parallel directions at different measuring sites.

For example, consider overcoring measurements in several non parallel boreholes. In hole A , adopt coordinate axes x_A, y_A, z_A with y_A parallel to the axis of

⁶ These rules were suggested to the writer by Professor Steven Crouch, University of Minnesota.

the borehole; diametral displacements are measured in directions θ_{A1}, θ_{A2} , and θ_{A3} . Application of (4.15) to each direction yields:

$$\begin{Bmatrix} \Delta d(\theta_{A,1}) \\ \Delta d(\theta_{A,2}) \\ \Delta d(\theta_{A,3}) \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} & f_{14} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} & f_{24} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} & f_{34} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{x,A} \\ \sigma_{y,A} \\ \sigma_{z,A} \\ \tau_{xz,A} \end{Bmatrix} \quad (4.26)$$

where the coefficient f_{ij} are defined for each θ_i for f_i of (4.15). Now transform the stresses in $x_A y_A z_A$ coordinates to some convenient set of axes x', y', z' (referred to henceforth as the "global axes"). This can be written:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{x',A} \\ \sigma_{y',A} \\ \sigma_{z',A} \\ \tau_{x'z',A} \end{Bmatrix} = \begin{matrix} (T_3) \\ (6 \times 6) & (6 \times 1) \end{matrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{x,A} \\ \sigma_{y,A} \\ \sigma_{z,A} \\ \tau_{xz,A} \end{Bmatrix} \quad (4.27)$$

in which (T_3) is a 4×6 matrix corresponding to rows 1, 2, 3, and 5 of the coefficient matrix defined in Equation 21 of Appendix 1, and $\{\sigma\}_{x'y'z'}$ is the column of the six stress components of the same equation. Let (f_A) denote the 3×4 coefficient matrix in (4.26). Equations 4.26 and 4.27 can then be combined into

$$\begin{Bmatrix} \Delta d \end{Bmatrix}_A = \begin{matrix} (f_A)(T_3) \\ (3 \times 4) & (4 \times 6) & (6 \times 1) \end{matrix} \begin{Bmatrix} \sigma \end{Bmatrix}_{x'y'z'} \quad (4.28)$$

Similarly for borehole B , nonparallel with A ,

$$\begin{Bmatrix} \Delta d \end{Bmatrix}_B = \begin{matrix} (f_B)(T_3) \\ (3 \times 4) & (4 \times 6) & (6 \times 1) \end{matrix} \begin{Bmatrix} \sigma \end{Bmatrix}_{x'y'z'} \quad (4.29)$$

Combining the six rows of (4.28) and (4.29) gives six equations with $\sigma_{x'y'z'}$ as the right-hand vector. Gray and Toews (1968), however, showed that the coefficient matrix thus derived is singular. Thus three nonparallel boreholes will be required to yield sufficient information to solve for $\{\sigma\}_{x'y'z'}$. One can reject surplus rows to achieve a solvable set of six equations. Even better, one can use a least-square solution scheme. Panek (1966) and Gray and Toews (1975) showed how to handle the redundancy and minimize error associated with variation in the state of stress from one measuring site to another.

A similar procedure can be followed to combine the results from "doorstopper tests" in three nonparallel holes to determine the complete state of stress.

REFERENCES

- Alexander, L. G. (1960) Field and lab. test in rock mechanics, *Proceedings Third Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics*, pp. 161-168.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

**ESTABILIDAD DE TALUDES CONSIDERANDO DIFERENTES
TIPOS DE SUPERFICIES DE FALLA**

M. EN C. VICTOR MANUEL NAVARRO

JULIO, 1982

EL USO DE METODOS DE PROYECCION HEMISFERICA INCLINADA
PARA LA DETERMINACION DE VIABILIDAD CINEMATICA, DI-
RECCION DE DESLIZAMIENTO Y VOLUMEN DE BLOQUES DE ROCA

INTRODUCCION

La estabilidad de una masa de roca discontinua, expuesta en un talud o una excavación subterránea está, en muchos casos, controlada por la orientación, geometría y resistencia de las discontinuidades de la masa rocosa.

La evaluación de la estabilidad, el diseño de la geometría de la excavación y la especificación de medios para el refuerzo o soporte de dicha masa rocosa, descansan en los tres pasos siguientes:

1. Medición de las características más relevantes de las discontinuidades de la masa rocosa.
2. Evaluación de que las discontinuidades puedan definir bloques que se vuelvan inestables de acuerdo a mecanismos postulados.
3. Determinación de la estabilidad de bloques potencialmente inestables, diseño de medios de refuerzo o soporte apropiados, y si es posible modificación de la geometría y secuencia de la excavación.

En la mayoría de los casos la forma de controlar el terreno se irá modificando según se vaya mejorando la información sobre las condiciones del terreno y el comportamiento de los medios de refuerzo o soporte.

El éxito en el primero de los pasos anteriores depende de la aplicación de un procedimiento eficiente y sin tendencias para muestras las características de las discontinuidades. Los procedimientos al respecto se han descrito por la comisión sobre estandarización de pruebas de laboratorio y de campo, perteneciente a la Sociedad Internacional para Mecánica de Rocas. (1)

En la mayoría de los casos, las características más importantes son:

- Orientación
- Tamaño
- Geometría de la superficie
- Presión del Agua
- Resistencia (2)

Si esas características se miden en barrenos o una cara expuesta distantes de la masa considerada, es necesario evaluar hasta que grado los valores medidos reflejan los que corresponden a los que haya en la masa rocosa por analizarse.

La extrapolación de datos de áreas conocidas hacia áreas desconocidas requiere necesariamente de un procedimiento estadístico, similar a la descrito por Piteau (3) o Davis (4).

Los problemas de muestreo y extrapolación de características de las discontinuidades, no será tratado en esta tema; para simplificar se supondrá que las características de las di

tinuidades medidas en una parte de la masa rocosa serán aplicables a través de toda la zona de interés.

Con esta suposición, es razonable adoptar un enfoque conservador respecto de la ocurrencia de las discontinuidades en obras -- subterráneas, basando la geometría de la excavación y el diseño de medios de refuerzo y soporte con la idea de que las discontinuidades ocurrirán en lugares que produzcan los bloques de mayor volumen y menor estabilidad. Este método se ha denominado de "Discontinuidad desplazable" por Cartney (5).

El segundo de los tres pasos consiste en examinar la orientación y geometría de las discontinuidades más frecuentes y extensas, para evaluar si estas definen bloques que puedan ser inestables de acuerdo a unos mecanismos dados.

En este caso solo consideraremos dos situaciones de inestabilidad: la caída o el deslizamiento de bloques rígidos. Hay situaciones más complejas como la rotación, el volcamiento, la deformación y fractura de roca intacta que en este caso se apartan del objetivo de este trabajo.

Aunque algunos bloques pueden identificarse como potencialmente inestables, no serán necesariamente inestables, en tanto que se consideren las fuerzas que actúan en cada block. En razón de esto, a esos bloques se les denomina en ocasiones bloques cinemáticamente viables.

Para evaluar la estabilidad de dichos bloques, es importante determinar:

a).- La dirección en la que el bloque deslizaría o caería, si fuera inestable.

b).- En que plano, o planos se deslizará el bloque.

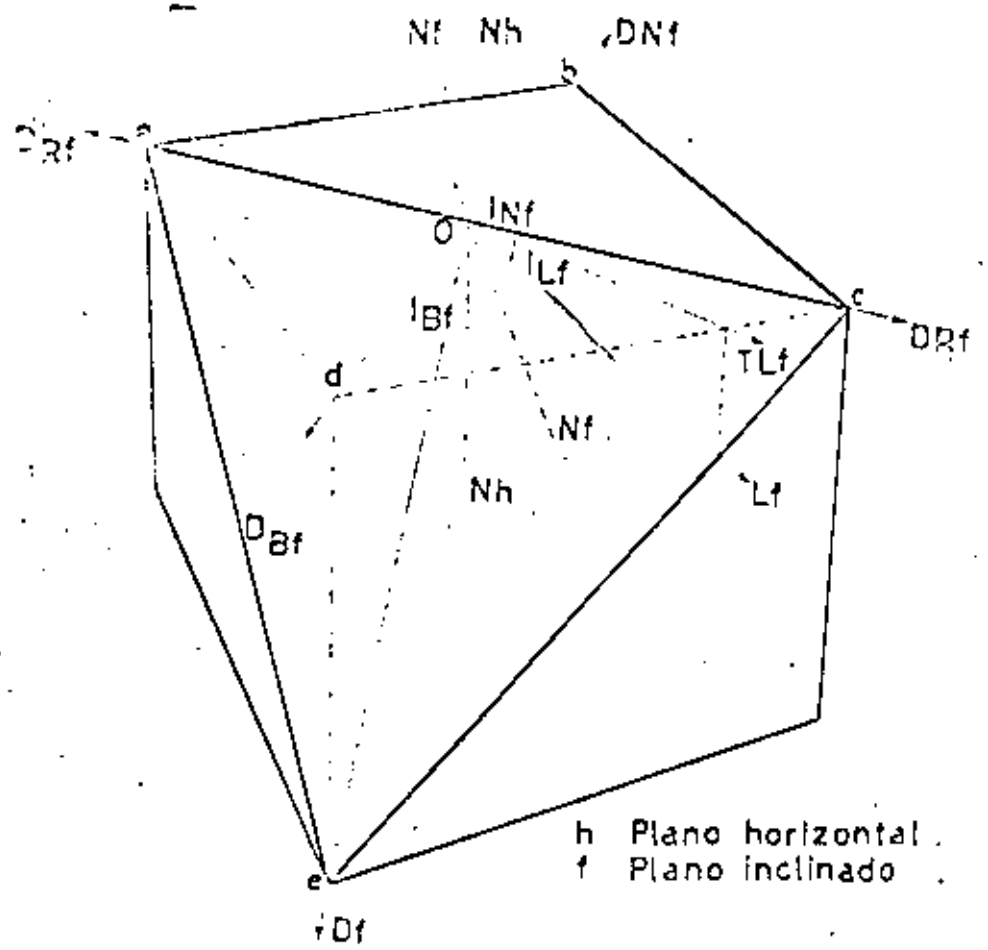
c).- El volumen del bloque.

a lo cual se enfoca este trabajo.

Las propiedades cinemáticas y geométricas de bloques potencialmente inestables pueden, para muchos casos simples, determinarse con precisión suficiente usando los métodos convencionales de proyección hemisférica inferior o superior, habiéndose descrito -- por Panet (6), Goodman (7), Hocking (8) y Cruden (9). Una desventaja de la aplicación de esos métodos ahora convencionales, consiste en que a veces es difícil visualizar la relación entre la información y la geometría de los bloques que son viables cinemáticamente para una cara inclinada dada, llevando a la adopción de criterios de prueba cinemática que, no obstante dar un resultado correcto, evitan una comprensión fácil del problema. Entonces los métodos -- convencionales están enfocados a casos relativamente simples, mientras que el método que vamos a describir, con ligeras modificaciones, elimina los inconvenientes antes mencionados.

El paso tercero y final antes enunciado supone el uso de la información producida en los pasos uno y dos para determinar la estabilidad y diseñar el soporte o refuerzo. Se han descrito en otras publicaciones los procedimientos analíticos apropiados (10) -- por lo que no los consideramos en este trabajo.

PRINCIPIOS BASICOS



La orientación de discontinuidades planas, de una masa rocosa puede medirse en superficies o en barrenos.

En la Figura 1 se muestran algunos de los elementos descriptivos de las discontinuidades planas que son:

INCLINACION. Angulo vertical medido en sentido descendente entre la horizontal y una línea o un plano, también llamado inmersión, y en lengua inglesa "Plunge".

BUZAMIENTO. Inclinación de la línea de máxima pendiente de un plano inclinado. También se le denomina achada, montes, buzamiento real, etc.

BUZAMIENTO APARENTE. Inclinación de una línea diferente a la de máxima pendiente de un plano.

DIRECCION. El azimut o rumbo geográfico del plano vertical que contiene una línea dada, medido en dirección de la inclinación.

DIRECCION DEL PLANO. Rumbo o azimut geográfico de una línea horizontal en un plano inclinado, también llamado dirección de copa, o simplemente rumbo del plano o azimut del plano.

DIRECCION DEL BUZAMIENTO. Azimut o rumbo geográfico de la línea de máxima pendiente para un plano dado.

POLO DE UN PLANO. La línea que forme un ángulo de 90° con el plano dado.

La orientación de un plano dado puede registrarse como la in

- N Polo o Normal al Plano.
 - B Línea de máxima Pendiente.
 - L Línea cualquiera del Plano.
 - R Rumbo del Plano.
 - I Inclinación de una Línea
 - O Dirección de la Línea.
- Ejemplo: Dirección de la Línea de máxima Pendiente del plano inclinado a, b, c, e.

Fig. 1 ILUSTRACION DE LOS TERMINOS QUE DESCRIBEN CARACTERISTICAS DE PLANOS.

clinación y la dirección de la línea de máxima pendiente o el polo del plano.

Cuando se registra un gran número de discontinuidades se acostumbra trazar los polos de cada orientación en una proyección hemisférica. Una explicación sobre el uso de las proyecciones hemisféricas se da por Phillips (11).

La orientación de cada polo se representa por un punto en la proyección. Frecuentemente resulta que hay una tendencia de agrupamiento en los polos, indicando que las discontinuidades están orientadas en conjuntos casi paralelos. Entonces, la orientación - media o modal de cada conjunto puede trazarse en la proyección, y considerarse como representativa de las discontinuidades que hay - en el conjunto. Los métodos requeridos para muestrear y analizar - conjuntos de discontinuidades se han descrito por varios autores, entre ellos, Hoek y Bray (10).

En este trabajo, asumiremos que una masa rocosa dada está atravesada por discontinuidades planas muy extensas, que ocurren - en conjuntos, consolidando éstos de un grupo de discontinuidades - paralelas.

Si las discontinuidades de tres diferentes conjuntos se - intersectan entre sí con una cara expuesta o libre, entonces se - definirá un block tetrahédrico capaz de caer o deslizarse (Fig. 2).

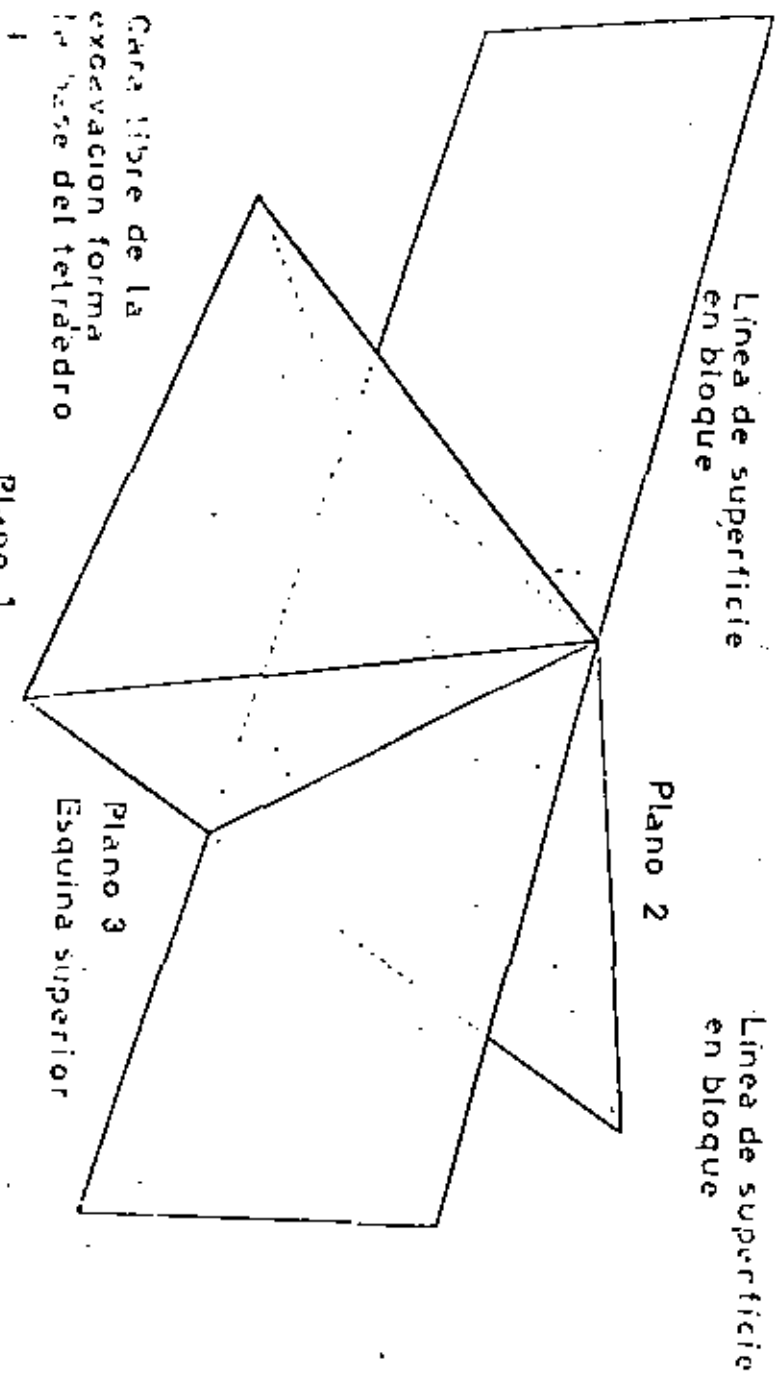
El tamaño y forma de ese block serán dependientes de las - posiciones relativas de las discontinuidades y la cara libre o expuesta.

Si hubiera más de tres conjuntos de discontinuidades, intersectándose con una cara libre habrá diferentes combinaciones,

P. 2 Normal Apice del bloque

Línea de superficie en bloque

Línea de superficie en bloque



3.2. ILUSTRACION DE LOS TIPOS DE BLOQUES QUE DESCRIBE LA GEOMETRIA EN UN BLOQUE TETRAEDRICO

F	1	250 / 90	} Azimut / Inclinación de la línea de pendiente máxima del plano
Plano	2	345 / 60	
Plano	3	140 / 35	
Plano	4	85 / 65	

Si tomamos k conjuntos a un tiempo de n conjuntos totales, entonces el número de combinaciones N será:

$$N = \frac{n!}{(n-k)! k!}$$

Si en un poliedro de K caras, una de ellas es la cara expuesta por la excavación entonces $x = K-1$, o para un talud, la superficie es otra cara y $x = K-2$.

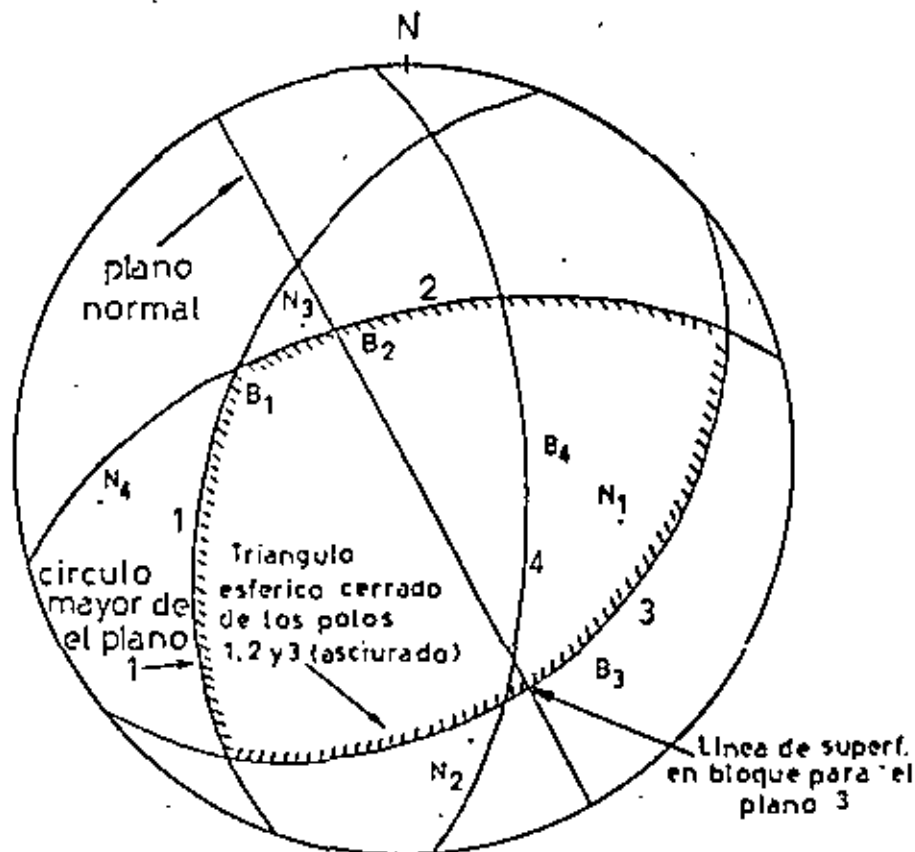
Por ejemplo en el caso de un bloque tetrahédrico $K=4$, en una excavación subterránea se necesitan tres discontinuidades para definir el tetrahedro, mientras que en un talud solo se necesitan dos discontinuidades.

En la figura 3, se muestran las líneas de máxima pendiente, (B_1, B_2, B_3, B_4), los polos o normales (N_1, N_2, N_3, N_4), y los círculos mayores de cuatro conjuntos de discontinuidades, usándose una proyección hemisférica inferior de áreas iguales, la cual se empleará en las proyecciones subsiguientes.

Se supone que los planos se intersectan entre sí, y con un techo de túnel horizontal, definiendo cuatro bloques tetrahédricos limitados por las discontinuidades (1,2,3), (1,2,4), (1,3,4) y - - (2,3,4).

En la figura anterior observamos que los círculos mayores de tres discontinuidades definen triángulos esféricos en la proyección y pueden usarse para determinar la forma de cada bloque.

Antes de continuar con el análisis, es necesario definir el término "Línea de Superficie": Consideremos cualquier plano, (denominado plano normal) que sea perpendicular a la cara libre de la ca



N_1, N_2 ...etc. = Normales a los planos (polos)
 B_1, B_2 ...etc. = Líneas de pendiente máxima

Fig 3 Orientación de cuatro planos definiendo 4 tetrahedros

cavación y que pase por el vértice del bloque.

Las líneas rectas definidas por la intersección de este plano con la superficie del bloque se denominan "Líneas de superficie".

Si la línea de superficie está definida en la cara libre de la excavación, la llamaremos "línea de superficie en la cara libre"; los pares de líneas de superficie definidos en las discontinuidades que limitan el bloque se llaman "líneas de superficie en el bloque". Tres aristas del bloque representan líneas de superficie en el bloque comunes a un par de planos intersectándose. Los términos anteriores se ilustran en la figura 2.

Para que un bloque de roca dado se pueda mover bajo los efectos de la gravedad hacia la excavación, es necesario satisfacer las siguientes condiciones cinemáticas:

1. Todos los pares de líneas de superficie en el bloque deberán ser paralelos o divergentes hacia la cara libre.
2. Cuando menos una línea de superficie en el bloque deberá ser inclinada descendente desde la horizontal hacia la cara libre.
3. Todas las líneas de superficie en el bloque deberán ir desde el vértice hasta aflorar en la cara libre.

Aunque estas condiciones pueden parecer algo triviales, en este punto pueden ayudar al lector no familiarizado con las proyecciones hemisféricas para seguir el desarrollo del análisis para bloques polihédricos expuestos en caras inclinadas. Si estas condiciones cinemáticas se satisfacen y si las fuerzas o esfuerzos desestabilizantes exceden a las resistentes, entonces nombraremos que el

bloque se deslizará a lo largo de una línea de superficie en bloque, o caerá en dirección vertical.

Estas tres condiciones pueden probarse en los bloques tetrahédricos mostrados en la figura 3. Ya que el plano de proyección coincide con la cara libre (horizontal en este caso), los círculos mayores que representan planos normales, son simplemente líneas rectas que atraviesan simétricamente la proyección. Las orientaciones de líneas de superficie en bloques para un tetrahedro dado se determinan trazando la intersección entre los círculos mayores de cada plano y líneas diametrales. Esto se muestra en la figura 3 para el tetrahedro definido por los planos 1, 2 y 3. El lugar geométrico de los puntos de todas las líneas de superficie en un bloque dado define el triángulo esférico para ese bloque.

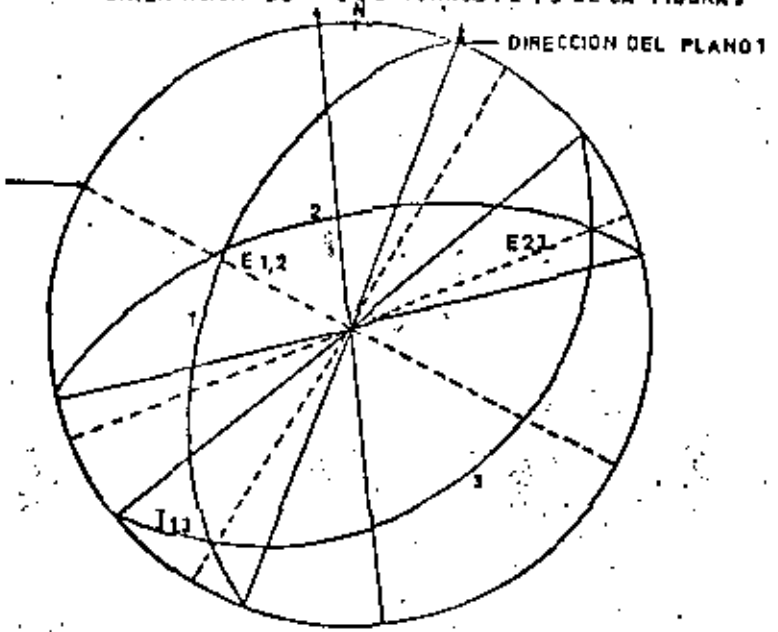
Para revisar la primera condición es necesario examinar la orientación de pares de líneas de superficie para un tetrahedro dado. Por el hecho de estar empleado en nuestras proyecciones la hemisferia inferior, cuyo plano de proyección coincide con la cara libre, entonces cualquier par de líneas de superficie definidas en el perímetro de cualquier triángulo esférico cerrado llenarán el requisito de divergencia que señala esta condición. Esto puede comprobarse examinando la figura 3.

La segunda condición se cumplirá si para un tetrahedro dado hay al menos una línea de superficie en bloque que se dirige hacia abajo, con ángulo menor de 90° con la vertical. Como el centro de la proyección en la figura define la vertical, todas las líneas de superficie de los cuatro tetrahedros son descendentes.

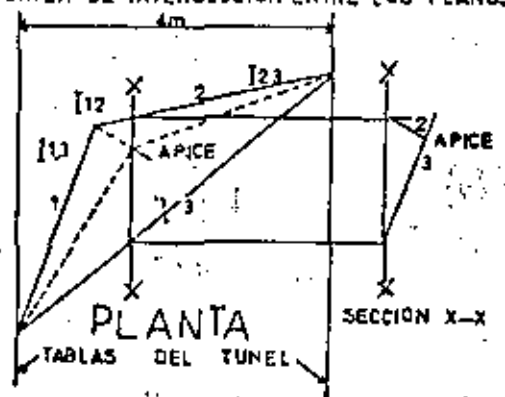
Es claro que el uso de una proyección hemisférica cuyo plano de proyección coincide con una cara libre de orientación dada, y cuya hemisferia se extiende dentro de la excavación, asegurará que

ORIENTACION DE LOS PLANOS 1, 2 Y 3 DE LA FIGURA 3

PLANO NORMAL QUE PASA POR LA ESQUINA 1, 2



I1,2 = LINEA DE INTERSECCION ENTRE LOS PLANOS 1 Y 2



Los bloques tetrahédricos definidos por triángulos esféricos cerrados satisfacen automáticamente la primera condición y se pueden revisar fácilmente con respecto de la segunda condición.

Para revisar la tercer condición (que todas las líneas de superficie en bloques afloran en la cara libre de la excavación), asumiendo que las discontinuidades se extienden una distancia suficiente dentro de la masa rocosa, se asegurará la satisfacción de esta condición si al dibujar a escala la excavación y el bloque proyectados en la cara libre, aparecen las intersecciones del bloque con la cara libre aflorando en ésta. Este dibujo a escala puede usarse en seguida para, calcular el volumen del bloque.

DETERMINACION DEL VOLUMEN DE BLOQUES TETRAEDRICOS

El método descrito en esta sección es una modificación del presentado por Brown y Hoek (12).

Los planos 1, 2, y 3 previamente dibujados en la figura 3, pueden repetirse en nuestra figura 4a. Podemos ver que el tetrahedro definido por esos planos satisface la primera y segunda condiciones cinemáticas antes enunciadas.

Ahora nuestro objetivo es encontrar el volumen del mayor bloque tetrahédrico, que satisfaga la condición de afloramiento, al intersectar una frente o túnel con paredes verticales separadas cuatro metros y con dirección de 353°.

Los diámetros que unen los extremos de los círculos mayores que representan los planos 1, 2, y 3, nos indican la dirección de la horizontal en cada uno de dichos planos, y al mismo tiempo, la

ESQUINA DEL BLOQUE	INCLINACION EN GRADOS	LONGITUD EN PLANTA	ALTURA DEL APICE MTS
I1,2	30	0.48	0.55
I1,3	135	2.42	0.58
I2,3	12	2.60	0.55

ALTURA MEDIA DEL APICE 0.56m
 AREA DE LA BASE DEL BLOQUE 2.96m²
 VOLUMEN DEL BLOQUE 0.55m³

intersección de ellos con la cara libre horizontal de nuestra excavación.

Si dibujamos a escala nuestra frente, y en ella pasamos paralelas a los diámetros arriba indicados, se definirá la base triangular de nuestro tetrahedro, en relación a la dirección de la frente o túnel; para satisfacer el criterio de afloramiento es suficiente que esta base esté contenida dentro del área expuesta de la cara libre.

De manera similar se pueden transferir paralelamente, las direcciones de nuestras intersecciones, las que se unirán en un solo punto, que definirá el ápice del tetrahedro.

La altura del tetrahedro se determina con facilidad midiendo la inclinación de las tres líneas de intersección del mismo tetrahedro, que junto con la medida de su proyección en planta nos servirá para la relación

$$h = l \tan j$$

Los tres valores que resultan de h , nos dan oportunidad de conocer la exactitud del trabajo. Sin embargo, debido a los errores por redondeo de las lecturas de ángulos, y a los errores en las mediciones de escala, es muy posible tener valores que varíen $\pm 5\%$ del valor medio.

El volumen del bloque es un tercio del producto de la altura por el área de la base.

Para darnos una idea de la forma del tetrahedro puede ser deseable construir una serie de secciones a través del bloque, se puede tomar la longitud de la base de la vista en planta, mientras que los buzamientos aparentes de las discontinuidades se miden en la proyección tomando la dirección de la sección. Una sección obtenida

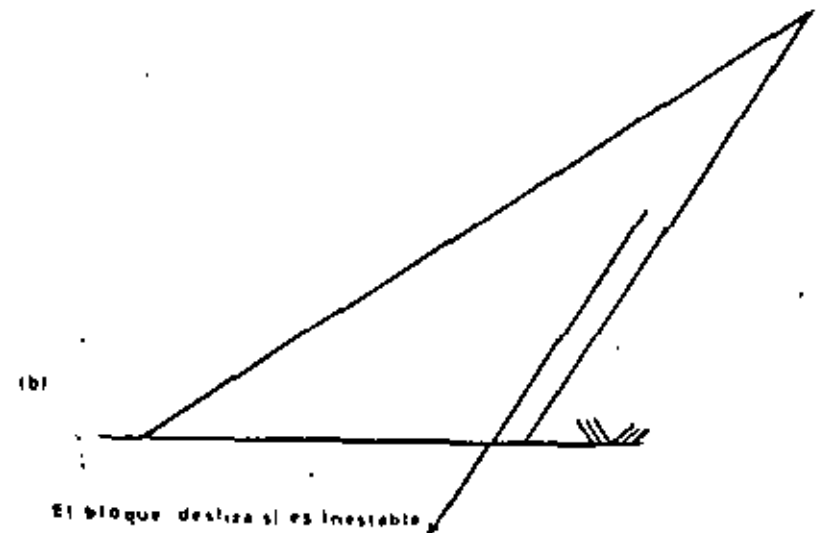
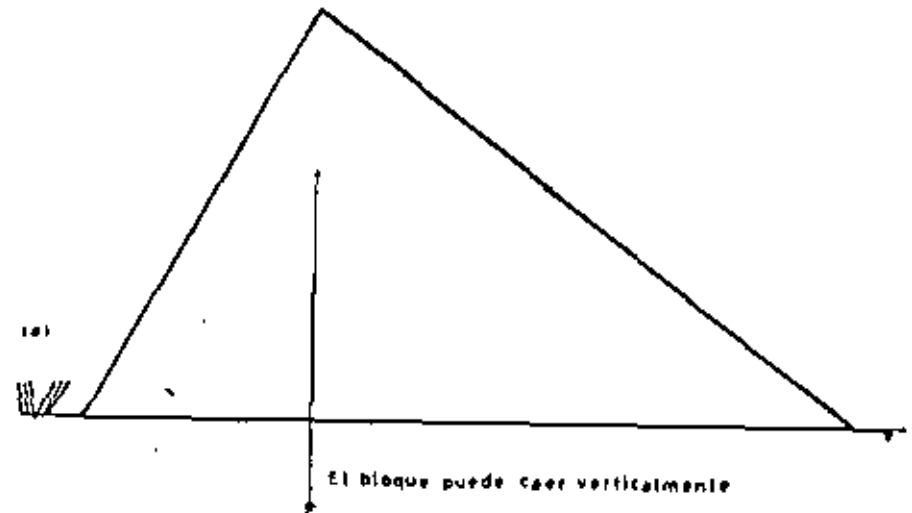


FIGURA 5

DIRECCION EN LA QUE SE VE LA PROYECCION HEMISFERICA INCLINADA.

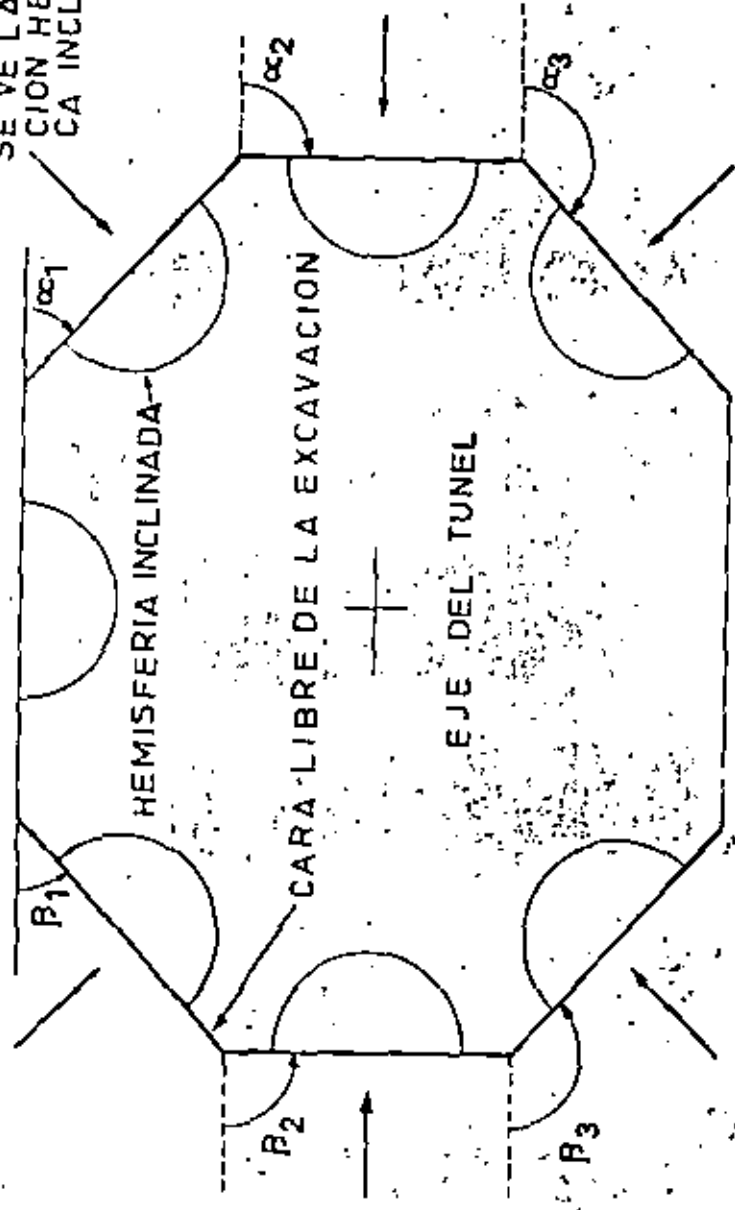


FIG. 6: SECCION NORMAL AL EJE DE UN TUNEL ILUSTRANDO EL USO DE LAS PROYECCIONES HEMISFERICAS INCLINADAS.

nido de esta manera se muestra en la figura 5b.

[El volumen del mayor tetraedro que pueda desprenderse de una masa rotosa dada, con una direcci6n l6ntante a su igual a α , donde α es una constante que depende de la secci6n entre los planos. En el caso del tetraedro de la figura 5b $\alpha = 0.9574^\circ = 0.0086$ rad.]

La reducci6n de esta constante nos permite encontrar el volumen del bloque s6lido cinem6ticamente viable para cualquier altura del t6nel sin repetir la construcci6n geom6trica. Alternativamente, la dimensi6n l6ntante α podr6a ser el t6rmino de una de las discontinuidades que definen el tetraedro.

[El formato y nomenclatura empleados en las figuras 1 a 4 se usar6 en lo que resta de este trabajo.]

Bajo la acci6n de la gravedad, todos los bloques tetr6edricos tendr6n a moverse hacia abajo. Si el punto que nos representa la orientaci6n de la vertical, est6 contenido en el tri6ngulo esf6rico de un tetr6edro dado, entonces ese bloque caer6 verticalmente del techo. Los bloques (1,2,3) y (1,3,4) de la figura 3 podr6n caer. La secci6n t6pica de esos bloques se muestra en la figura 5a, donde el 6pice de dichos bloques se encuentra fuera de la base triangular del bloque.

Si el punto que nos representa la vertical no est6 contenido dentro de un tri6ngulo esf6rico dado, entonces ese bloque se deslizar6 en direcci6n de la l6nea de superficie en block m6s cercana a la vertical. En la figura 3, el bloque (1,2,4) se deslizar6 a lo largo de la l6nea de m6ximas pendientes del plano α . Una secci6n t6pica de esos bloques se muestra en la figura 5b, donde el 6pice de dichos bloques se encuentra fuera de la base triangular del bloque.

La direcci6n hacia donde se ha l6ntado a bloques tetr6edricos

cos definidos en el techo horizontal de un túnel. La prueba cinemática y el análisis geométrico de tales bloques es relativamente simple, ya que el plano donde se proyectan las orientaciones coincide con el plano de la excavación, ya que es deseable retener esta simplicidad analítica para caras libres inclinadas, vale la pena asegurar que el plano de proyección sea paralelo al plano de la excavación en cualquiera de sus caras.

El uso de proyecciones inclinadas, si bien conserva algunos elementos analíticos simples, requiere la comprensión de algunas ideas fundamentales que pueden parecer poco usuales a personas acostumbradas a la proyección horizontal.

PROYECCION HEMISFERICA INCLINADA

La figure 6 nos muestra una sección normal al eje de un túnel que contiene caras libres verticales, horizontales e inclinadas, todas ellas con dirección paralelas al eje del túnel.

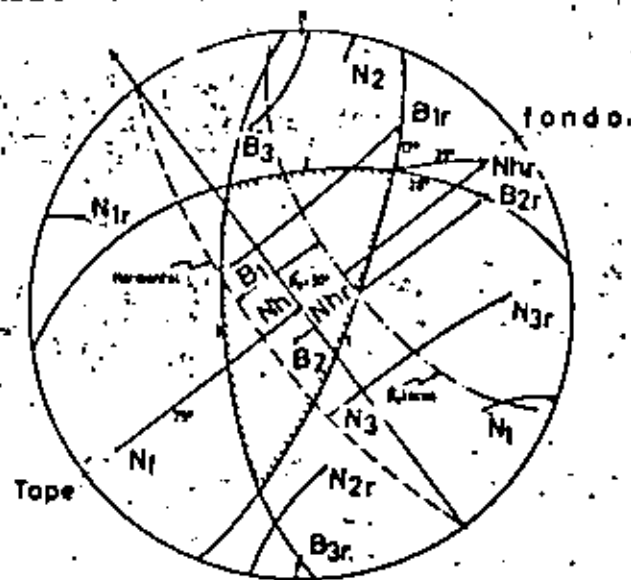
Con el fin de analizar las características de bloques tetrahédricos, en caras libres de cualquier orientación, es necesario que coincidan el plano de proyección y la cara libre a estudiar asegurando que la hemisferia de proyección esté al aire en vez de en contacto.

Como es evidente, la rotación de la proyección no alterará la orientación de las discontinuidades, por lo tanto cualquier rotación de la proyección en un ángulo α , en dirección de las manecillas del reloj, debe acompañarse por una rotación similar de todas las puntas orientadas en un ángulo α en dirección contraria a las manecillas del reloj.

Cara libre al alto 053/75°

Conjunto 1 299/66
 Conjunto 2 190/80
 Conjunto 3 344/33

Dirección de la frente = 323°
 $\alpha = 75^\circ$



Nota: Nhr Vertical rotada

1, 2, 3 círculos mayores de los polos N1r, N2r, N3r

Si hubiera dificultad en la interpretación de la proyección inclinada, se puede regresar a la proyección horizontal y hacer en ella las medidas necesarias.

El eje de rotación es la dirección de la cara libre (o bien el de una línea horizontal contenida en la cara libre) y durante la rotación deberá colocarse sobre la dirección Norte-Sur de la red.

Con el eje de rotación en esta posición es necesario en primer lugar, determinar la dirección de rotación de la manera siguiente: Si la masa rocosa está a la derecha de la cara libre, entonces, todos los puntos orientados deberán rotarse un ángulo α hacia la derecha, produciendo una proyección inclinada cuyo extremo bajo está definido por el lado derecho de la proyección. Si la masa rocosa está a la izquierda de la cara libre, entonces la rotación es β hacia la izquierda, produciendo una proyección cuyo extremo bajo está hacia el lado izquierdo de la proyección.

Para una cara libre al alto el ángulo de rotación es menor que 90° mientras que para una cara libre al bajo, el ángulo de rotación será mayor de 90° .

Como es usual la rotación se lleva a cabo moviendo los puntos apropiados a lo largo de círculos menores. Si un punto saliera del perímetro de la proyección, continuará su rotación en una posición diametralmente opuesta al lugar de salida.

Con el fin de tener control sobre la horizontal y comprobar la exactitud del trabajo, se sugiere se roten los puntos que definen lo siguiente: la normal o polo y la línea de máxima inclinación para cada conjunto o familia de discontinuidades, el polo de la cara libre de la excavación y el polo de la horizontal.

Para ilustrar lo anterior consideremos: Una cara libre al alto, con azimut de 53° e inclinación de 75° está intersectada por tres conjuntos de discontinuidades.

El primer paso es trazar la normal y la línea de buzamiento máximo de cada conjunto de discontinuidades, el polo y la dirección de una línea horizontal, la cara libre estudiada, y el polo y trazo de la horizontal.

Para que el plano de proyección coincida con la cara libre es necesario rotar todos los puntos 75° hacia el lado de la masa rocosa, llevando con esto al polo de la cara libre hacia el centro de la proyección.

El polo de la horizontal se mueve 75° desde el centro, en la misma dirección que lo hizo el polo de la cara libre, definiendo la nueva posición de la vertical.

Los círculos mayores de la horizontal y los tres planos pueden trazarse desde sus normales rotadas. Debemos notar que aunque las líneas de buzamiento máximo quedan dentro de los círculos mayores, de sus planos respectivos, pueden quedar fuera del punto medio del círculo mayor, como es usual. Los círculos mayores de los tres planos de discontinuidad se intersectarán para formar un triángulo esférico cerrado, que definirá la forma del bloque tetrahédrico.

Orientando la proyección de tal manera que el "tope" quede hacia arriba, podremos revisar las tres condiciones cinemáticas enunciadas antes.

La primera condición que requiere la divergencia de las líneas de superficie en bloque, se satisface automáticamente, pues el plano de proyección coincide con la cara libre. La segunda con-

dicción se satisface automáticamente para cualquier línea de superficie en bloque que quede entre el círculo mayor que representa la horizontal y el "fondo".

El ángulo (ω) entre el punto que representa dicha línea de superficie y el punto que representa la vertical, puede determinarse haciendo que ambos puntos queden en un solo círculo mayor, a lo largo del cual podremos medirlo.

La tercer condición se comprobará durante el cálculo del volumen del bloque. Como el plano de proyección coincide con el plano de la cara libre, es posible calcular el volumen del bloque máximo con el método empleado en el caso de techo horizontal, tomando en cuenta que el ángulo entre una arista dada y la base es ahora con respecto a la cara libre. Para medir la inclinación verdadera de cualquier arista o línea en general, se hacen coincidir el punto que representa la vertical y el punto de interés en un círculo mayor, midiendo desde la horizontal.

Habiéndose satisfecho las tres condiciones cinemáticas, y determinando el volumen del bloque, será necesario determinar la dirección en la que éste se moverá al ser inestable.

En general un bloque inestable se moverá por caída vertical o deslizamiento a lo largo de una línea de superficie en bloque. El primer mecanismo operará si el punto que representa la vertical ahora girado o rotada, quedara dentro del área del triángulo esférico que represente el bloque analizado. Si esto no sucediera, entonces el bloque de ser inestable se deslizará a lo largo de la línea de superficie en bloque que tenga el ángulo mínimo ω con la vertical. La línea será siempre la línea de máxima inclinación de alguna de las planas de discontinuidad, o bien la línea de intersección entre dos planas.

Si inspeccionamos la figura 7, encontraremos lo siguiente:

El triángulo esférico cerrado no contiene la vertical, luego el bloque no caerá, sino puede deslizarse.

Las líneas de máxima pendiente ($\theta_{1r}, \theta_{2r}, \theta_{3r}$) no son líneas de superficie en bloque, luego el bloque no puede deslizarse sobre un solo plano.

De ser inestable, el bloque deberá deslizarse a lo largo de la línea de superficie en bloque, descendente, que está más cercana a la vertical, o sea la línea de intersección entre los planos 1 y 2 que hace un ángulo de 29° con la vertical. Las estrías producidas por el deslizamiento sobre el plano 1 formarían un ángulo de 17° con la línea de máxima pendiente de este plano, mientras que en el plano 2 el ángulo sería de 28° .

La orientación verdadera de un punto definiendo una dirección de deslizamiento se determina en la proyección no rotada, o bien regresando el punto de la proyección rotada a una convencional.

Cada una de las líneas de superficie en un bloque dado caerán en alguna de las categorías siguientes:

- a) Dirigidas hacia arriba, o sea $\omega < 90^\circ$
- b) Dirigidas hacia abajo, pero con una inclinación menor que el ángulo efectiva de fricción θ'_e en las superficies de deslizamiento, o sea $\omega < 90^\circ$ y $(90^\circ - \omega) < \theta'_e$
- c) Dirigida hacia abajo con una inclinación que excede θ'_e , o sea $\omega < 90^\circ$ y $(90^\circ - \omega) > \theta'_e$

Cara libre al bajo 292/80
 Cara libre al alto 040/30
 Conjunto 1 353/65 Conjunto 4 153/39
 " 2 305/42 " 5 179/82
 " 3 045/50

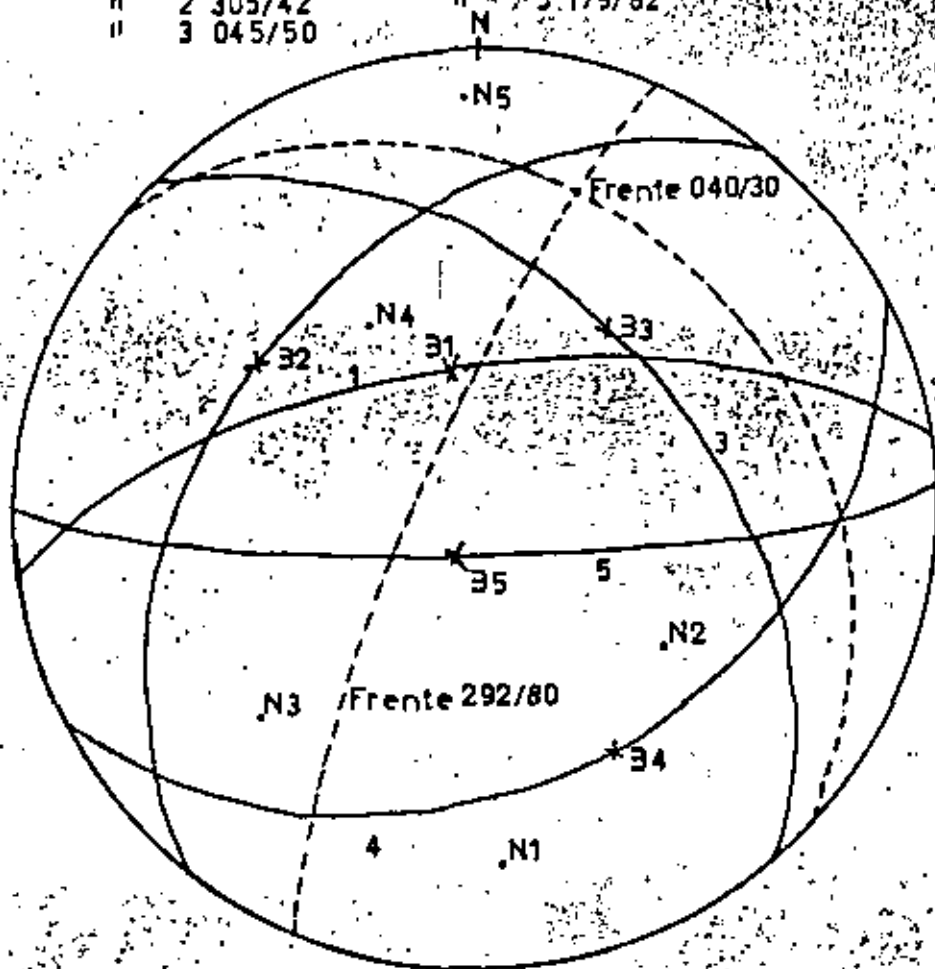


Figura 8: Orientación de cinco planos que definen diez bloques tetrahedricos

Si para un bloque dado todas las líneas de superficie en bloque fueran de la categoría (a), entonces no se llenaría la tercera condición cinemática y el bloque no se movería por efecto de la gravedad.

Si ninguna de las líneas de superficie fueran de la categoría (c), entonces no habría oportunidad de que el bloque se deslizara.

Para facilitar la comprobación de las categorías a líneas de superficie es conveniente traer el lugar geométrico de puntos con inclinación θ_g (círculo menor) tal como se hizo en la figura 7. Las categorías de las líneas de superficie en bloque podrían redefinirse ahora como:

- La línea de superficie en bloque esté entre el "tope" y la horizontal.
- La línea de superficie esté entre la horizontal y el lugar geométrico de θ_g .
- La línea de superficie esté entre el lugar geométrico de θ_g y el "fondo".

Si en una masa rocosa hubiere más de tres conjuntos de discontinuidades, solo sería necesario hacer análisis de estabilidad para aquellos bloques que contienen líneas de superficie en bloque de la categoría (c).

Estas ideas se ponen en práctica en un ejemplo que analiza cinco familias de discontinuidades mostradas en la figura 8, donde se definen diez tetrahedros diferentes.

La figura 9 trata una cara libre al bajo con orientación de 292/80. Los resultados del análisis muestran en la tabla 1 que

hay seis bloques tetrahédricos de categoría (c).

La figura 10 trata una cara libre al alto con orientación de 040/30 y las mismas discontinuidades. Los resultados en la tabla 2 nos muestran que hay diez tetrahedros de la categoría (c) de los cuales cuatro pueden caer verticalmente.

Es interesante notar que las discontinuidades 1,2 y 5 controlen el deslizamiento de bloques en ambas caras libres, aún cuando éstas son casi perpendiculares entre sí.

El análisis de estabilidad detallado de los bloques de la categoría se puede realizar con los métodos explicados por Hoak y Bray (10).

ORIENTACION DE CONJUNTOS 1,2,3,4,5 COMO EN LA FIG. 8

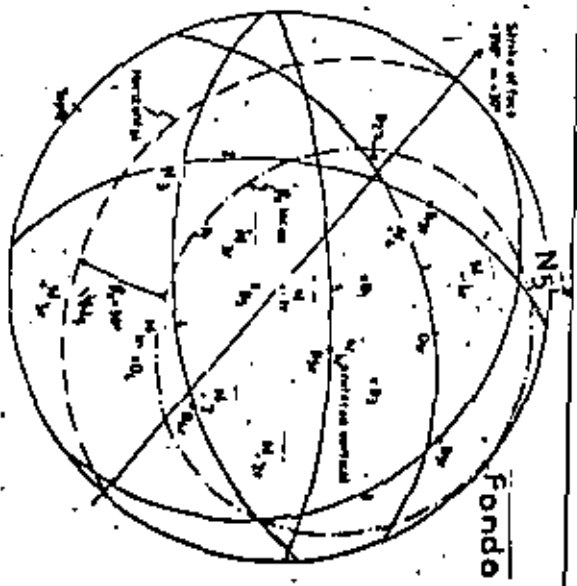


FIGURA 9

TABLA 1 SUMARIO DE DATOS SOBRE BLOQUES TETRAEDRICOS
 EXPUESTOS EN UNA CARA LIBRE AL BAJO (Ver Fig. 9)

PLANOS DEFINIENDO BLOQUES VIABLES CINEMATICAMENTE	CATEGORIAS * DE LAS LINEAS DE SUPERFICIE	PLANOS DONDE PUEDE HABER DESLIZAMIENTO	AZIMUT / INCLINACION DEL DESLIZAMIENTO
123	a, b, c	2	305/42
124	a, b, c	1 y 2	286/40
125	b, c	1 y 2	286/40
134	a	deslizamiento imposible	—
135	a, b	1 y 5	268/11
145	a, b	1 y 5	268/11
234	a, b, c	2	305/42
235	a, b, c	2	305/42
245	a, b, c	2 y 5	264/34
345	a	deslizamiento imposible	—

- * a= Líneas orientadas hacia arriba
- b= Líneas orientadas hacia abajo, con ángulo menor a θ_c
- c= Líneas orientadas hacia abajo, con ángulo mayor a θ_c

TABLA 2 SUMARIO DE DATOS SOBRE BLOQUES TETRAEDRICOS
 EXPUESTOS EN UNA CARA LIBRE AL ALTO (Ver Fig. 10)

PLANOS DEFINIENDO BLOQUES VIABLES CINEMATICAMENTE	CATEGORIAS * DE LAS LINEAS DE SUPERFICIE	PLANOS DONDE PUEDE HABER DESLIZAMIENTO	AZIMUT / INCLINACION DEL DESLIZAMIENTO
123	c	3	353/65
124	a, b, c	1 y 2	286/40
125	b, c	1 y 2	286/40
134	a, b, c	El bloque cee	—
135	b, c	El bloque cae	—
145	a, b, c	5	179/82
234	b, c	El bloque cae	—
235	c	El bloque cae	—
245	b, c	5	179/82
345	b, c	3 y 5	095/37

- * a= Líneas orientadas hacia arriba
- b= Líneas orientadas hacia abajo, con ángulo menor a θ_c
- c= Líneas orientadas hacia abajo, con ángulo mayor a θ_c

Traducida parcialmente de

S.D. Priest

The use of Inclined Hemisphere Projection

Methods for the Determination of Kinematic

Feasibility, Slide Direction and Volume of Rock Blocks

International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences

Vol 17, No 1 pag. 1-23, Feb. 1980

Por: Victor M. Navarro



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION

GEOHIDRODINAMICA EN LA MINERIA

ING. ARTURO A. BELLO MALDONADO

JULIO, 1982

ING. ARTURO A. BELLO MALDONADO (*)

INTRODUCCION

La minería tiene su razón de ser en la extracción de partes de la corteza terrestre que contienen un mineral que es aprovechable. Para cumplir su propósito, requiere la realización de excavaciones, que en términos generales, se agrupan en -- abiertas y subterráneas. Cuando estas aberturas se realizan en masas del subsuelo en las que existe agua gravitacionalmente libre, tales aberturas se constituyen en zonas de captación del agua del subsuelo, hacia las que fluye ésta al modificarse las condiciones hidrostáticas o hidrodinámicas naturales. El flujo de agua hacia excavaciones abiertas o subterráneas, tiene dos implicaciones principales:

- 1.- El flujo de agua hacia excavaciones abiertas o subterráneas induce presiones hidrodinámicas, que en general son desfavorables para efectos de estabilidad, de los taludes en las excavaciones abiertas y del perímetro de las aberturas en las excavaciones subterráneas.
- 2.- El flujo de agua hacia las excavaciones requerirá siempre de su remoción, para mantener condiciones apropiadas de trabajo para el personal y equipo y para imposibilitar

(*) GEOSISTEMAS, S.A. PRESIDENTE DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE ROCAS, A.C. 1981 - 1983.

que el agua pueda acumularse en las aberturas formadas. Esto implica contar con equipos de bombeo, generalmente a base de motores eléctricos, que a su vez requieren alimentación de energía y que en general significan una erogación importante.

Lo anterior da lugar a reconocer la importancia del conocimiento de los métodos para valorizar los flujos de agua en las masas del subsuelo, así como las presiones hidrodinámicas generadas en todo tipo de excavaciones mineras, ya sea que éstas se ejecuten en masas de suelos o en masas rocosas.

FUNDAMENTOS DE LA GEOHIDRODINAMICA.

Toda excavación realizada en una masa del subsuelo en que está presente un nivel freático, genera un cambio en las condiciones hidrostáticas o hidrodinámicas naturales; este cambio provoca un gradiente hidráulico que a su vez origina el movimiento del agua en la masa del subsuelo.

La determinación del gradiente hidráulico que produce el flujo es la relación entre el cambio de presiones hidráulicas o currido entre dos puntos separados una distancia; la expresión de este gradiente es:

$$i = \frac{dh}{dl}$$

El gradiente i es una medida de la potencialidad que tiene el agua para fluir entre esos dos puntos separados la distancia dl , a causa de la diferencia de presiones $P_w.dh - dh$.

La velocidad con que el agua fluye a causa del gradiente hidráulico provocado, se determina mediante la llamada LEY DE DARCY, cuya expresión es:

$$V = k \cdot i$$

donde k es el coeficiente de permeabilidad de la masa del subsuelo e i es el gradiente hidráulico generado. Esta relación fue derivada de experimentos hechos por DARCY utilizando arenas finas y provocando gradientes de magnitud tal que generaron un flujo calificado como laminar, en la masa de suelo misma.

Esta velocidad es una representación del avance con el tiempo, que en promedio se pueda considerar tiene el agua al atravesar una sección con un área dada, dentro de una masa de suelo y en la dirección del gradiente. Cabe hacer notar que no es la velocidad con que el agua corre a través de los conductos formados en la masa del subsuelo, sino una representación de la velocidad promedio que tendría el agua si el flujo tuviera lugar en toda el área transversal a su recorrido.

El gasto, o volumen de agua por unidad de tiempo que fluye a través de una sección de área A en la masa del subsuelo donde

se ha provocado un gradiente hidráulico, se expresa entonces por la ecuación:

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

VALIDEZ DE LA LEY DE DARCY.

En la Mecánica de Suelos, como disciplina de mayor edad que la Mecánica de Rocas, las situaciones de flujo de agua en las masas del subsuelo han sido analizadas en muy diversas situaciones y condiciones. La ley de DARCY ha sido la base para establecer las condiciones en que se presenta el flujo de agua hacia pozos de bombeo, hacia drenes o zanjas, hacia excavaciones abiertas y a través de masas de suelos formadas artificialmente, como las presas. De estas aplicaciones, la práctica ha demostrado que la aplicación de la ley de DARCY a suelos que van desde arcillas hasta gravas, es suficientemente aproximada para los fines prácticos de la Ingeniería. Si se analizan las variaciones de tamaños de los granos de suelos en que la práctica revela una aceptable aplicación de esta ley, se podrá observar que los tamaños de granos varían desde unas cuantas micras, para el caso de limos y arcillas, hasta varios centímetros para el caso de las arenas y gravas; entre estos tamaños están comprendidos varios órdenes de magnitud; en efecto, suponiendo en promedio diez micras para limos y arcillas y diez centímetros para gravas, hay cuatro órdenes de magnitud entre estas cifras, es decir, hay variación

nes de tamaño de granos de diez mil veces; es inmediato que la aplicación de la ley de DARCY a masas rocosas requiere solamente la extensión de un orden de magnitud más en la cota superior de los tamaños en que ha sido demostrada la validez de su aplicación, Fig. 1; por lo tanto, puede aceptarse que la ley de DARCY es válida en las masas rocosas, donde el flujo se produce a través de los sistemas de discontinuidades y tiene una trayectoria irregular, tal como la tiene en los suelos, si bien, a diferentes escalas geométricas.

FORMULACION DE LAS ECUACIONES GENERALES DE FLUJO DE AGUA EN LAS MASAS DEL SUBSUELO.

Considerando la generación de gradientes hidráulicos en una masa del subsuelo que tiene un coeficiente de permeabilidad uniforme, puede establecerse de inmediato la ecuación matemática que rige el flujo de agua en las masas del subsuelo y que es conocida como la Ecuación General de Flujo; su expresión es:

$$\nabla^2 \phi = 0$$

y se establece en el Apéndice No. 1.

Esta es una ecuación diferencial parcial de segundo orden y primer grado, cuya solución general no puede expresarse de manera cerrada, sino que debe proponerse una forma de la funci-

ción ϕ que satisfaga a la ecuación diferencial y que además cumpla con las restricciones que imponen las condiciones físicas en los límites de la zona afectada por el flujo, las cuales se denominan Condiciones de Frontera.

HIPOTESIS COMPLEMENTARIAS EN LA GEONIDRODINAMICA.

Aún para la solución de casos simples, en lo que respecta al aspecto geométrico, las soluciones de tipo cerrado de la ecuación general de flujo requieren de hipótesis complementarias. Una de las más utilizadas y fundamentada en los buenos resultados que en la práctica ha demostrado tener, es la llamada hipótesis de DUPUIT - FORCHHEIMER. Esta hipótesis considera que el gradiente hidráulico que se presenta en una masa en la que se ha inducido el flujo de agua, puede calcularse en una sección vertical, como la pendiente de la tangente a la línea de abatimiento del nivel de aguas freáticas y que la magnitud de este gradiente permanece constante en toda la sección vertical a que corresponde la pendiente del nivel freático calculada. Haciendo uso de esta hipótesis pueden obtenerse soluciones cerradas para casos simples.

También, aún en los casos de geometría simple, se requiere conocer la frontera de la zona en que tiene lugar el flujo de agua; para el caso de pozos, RICHARDT estableció de manera empí-

rita un límite para la zona de influencia del abatimiento, designando ésta como la distancia R medida desde el centro del pozo y que puede calcularse con la siguiente expresión:

$$R = C \cdot S \cdot \sqrt{k}$$

donde C es una constante empíricamente determinada y que RICHARDT estableció con un valor de 300 para el caso de un pozo y la empresa MORETRENCH estableció con un valor de 150 a 200 para el caso de líneas de pozos poco profundos; estos últimos valores pueden aplicarse también a ranjas para drenaje.

SOLUCIONES DE LA ECUACION DE FLUJO PARA CASOS SIMPLES.

Para algunos casos de geometría simple y condiciones de frontera predeterminadas, la Ecuación General de Flujo puede simplificarse y se puede hallar una solución cerrada, como se ilustra en el Apéndice 1 para el caso de flujo de agua hacia un pozo excavado en un acuífero libre, es decir, una formación en la que el flujo se produce exclusivamente por efectos de gravedad, a causa del abatimiento del nivel del agua en el pozo mismo; el acuífero se considera limitado, es decir, sobreyace a un estrato impermeable y se conoce la ubicación de la fuente de aprovisionamiento del agua que fluirá hacia el pozo y se extraerá de él; se considerará también como acuífero recargado, es decir, existe una fuente que reemplazará, aún

y cuando sea periódicamente, al agua que se ha extraído de la masa del subsuelo. Cabe señalar que en la naturaleza la mayor parte de los acuíferos son recargados por efecto de las lluvias.

Para el caso que se presenta en el Apéndice No. 2, la ecuación de flujo se expresa en coordenadas cilíndricas y haciendo uso de las hipótesis complementarias antes mencionadas, adquiere la forma simplificada siguiente:

$$Q = k \cdot i \cdot A; \quad i = \frac{dh}{dr}; \quad A = 2\pi r h$$

por tanto: $Q = 2\pi k \cdot \frac{dh}{dr} \cdot r \cdot h$

La solución se halla por integración de la ecuación diferencial resultante, que es de primer orden y primer grado; la obtención de la misma está descrita en el Apéndice No. 3 y resulta:

$$Q = \frac{2\pi k (H_0^2 - r_w^2)}{L \left(\frac{r}{r_w} \right)}$$

A efectos de comparar el tratamiento que se da al problema cuando se presentan acuíferos confinados, es decir, las partes de la masa del subsuelo donde ocurre el flujo se encuentran limitadas por otras capas cuyo coeficiente de permeabilidad es relativamente tan pequeño, que la mayor parte del flujo de agua ocurre a través de una sola capa, que entonces recibe el nombre de confinada; en el Apéndice No. 3 se presenta el desarrollo para el flujo de agua hacia un pozo perforado en un

acuifero confinado, limitado y recargado. Puede observarse que en esta deducción se utilizantambién las hipótesis de DUFUIT y RICHARDT.

Otras soluciones de tipo cerrado para casos simples se presentan en las figuras 7 a 10 para casos que es frecuente encontrar en la práctica y que en general corresponden a pozos, zanjas y líneas de pozos. (Ref. N° 1).

SOLUCIONES GEOMETRICAS APROXIMADAS PARA LA ECUACION GENERAL DE FLUJO.

Cuando la geometría del problema de flujo de agua en una masa de subsuelo no es simple, o su expresión matemática no es única sino múltiple, o bien, cuando las condiciones frontera no son del todo conocidas de antemano, se puede recurrir a una solución gráfica y aproximada de la Ecuación General del Flujo de Agua; esta solución es conocida con el nombre de Redes de Flujo y se apoya en el concepto matemático de las soluciones de la ecuación diferencial general de flujo. Puede demostrarse que si la función $\psi = \psi(x, y, z)$ es la ecuación de las superficies que representan las trayectorias del flujo de agua en la masa del subsuelo, esta función es una solución de la ecuación diferencial general. Puede demostrarse también que si $\psi = \psi(x, y, z)$ es la ecuación de las superficies con igual potencial hidráulico en la masa del subsuelo,

esta función satisface también la Ecuación Diferencial General de flujo.

Se identifica además la propiedad que tienen estas dos funciones de tener sus vectores normales perpendiculares, lo que geométricamente significa que las superficies que las representan se intersectan en ángulos rectos.

Lo anterior significa que las trayectorias de recorrido del agua que se pueden trazar en un problema de flujo en un plano son líneas que se cortan en ángulos rectos con aquellas curvas que unen los puntos en los que el potencial hidráulico es constante en la masa del subsuelo. Este hecho permite la solución de problemas de geometría irregular, por ejemplo el que se presenta en la figura: No. 11 y que corresponde al flujo que se presenta en una masa del subsuelo en la que se realiza una excavación abierta, limitada por una atagüa que penetra por abajo de la parte inferior de la excavación, pero que deja una parte abierta a través de la cual se puede presentar el flujo de agua. La red de flujo se presenta en su forma final, pero cabe señalar que se define por aproximaciones sucesivas, hasta que se cumplan los siguientes requisitos de trazos:

- 1.- Se pueden identificar dos líneas equipotenciales frontales, en las que se conoce de antemano el potencial hidráulico.

lico.

- 2.- Se pueden establecer dos líneas de flujo entre las cuales tienen lugar todo el paso de agua en la masa, es decir, son las condiciones frontera de la ocurrencia del flujo.
- 3.- Entre las líneas del flujo frontera se pueden trazar líneas adicionales que forman los llamados tubos de flujo.
- 4.- Perpendiculares a las líneas de flujo intermedias se pueden identificar líneas de igual potencial, que de manera sucesiva tienen geometrías homólogas con las líneas equipotenciales frontera y pueden trazarse definiendo, al cortar a las de flujo, cuadrados curvilíneos que en cada ubicación tienen igual dimensión en el sentido de las líneas de flujo y en el sentido de las líneas equipotenciales.
- 5.- Entre cada par de líneas equipotenciales la caída de potencial es de la misma magnitud. Esta condición y la anterior implican que en cada tubo de flujo, el gasto que ocurre es de la misma magnitud.
- 6.- El refinamiento de la red de flujo, es decir, la introducción de una línea equipotencial adicional entre cada dos líneas de la red original y la introducción de una línea de flujo adicional entre cada dos líneas de flujo de la red original, conduce a obtener cuadrados curvilí-

neos que mantienen una relación unitaria entre sus dimensiones y, además, la característica de la red, definida como el cociente del número de tubos de flujo entre el número de caídas equipotenciales, se mantiene constante en la red original y en su refinamiento.

Cumpliendo los puntos anteriores, el gasto total que ocurre en la masa del subsuelo puede calcularse con la siguiente expresión: para cada tubo de flujo, el gasto es:

$$q = k \cdot \frac{H}{N_p}$$

donde k es el coeficiente de permeabilidad, H es la caída de potencial total definida en el problema y N_p es el número de caídas de potencial definidas en la red.

Cabe hacer notar que esta ecuación es simplemente la aplicación de la ley de DARCY a uno de los cuadrados curvilíneos definidos en la red; en efecto $\frac{H}{N_p}$ es la caída de potencial entre cada dos líneas; $\frac{H}{N_p \cdot d}$ es el gradiente hidráulico presente en el cuadrado curvilíneo; $k \cdot \frac{H}{N_p} \cdot \frac{1}{d}$ es la velocidad del flujo y $k \cdot \frac{H}{N_p} \cdot d$ es el gasto que tiene lugar en el cuadrado considerando. Como en cada tubo de flujo el gasto es igual, el gasto total será dado por la expresión siguiente:

$$Q = k \cdot H \cdot \frac{N_f}{N_p}$$

donde N_f es el número de tubos de flujo.

ESTADOS TRANSITORIO Y PERMANENTE DEL FLUJO DE AGUA EN LAS MASAS DEL SUBSUELO.

Teórica y prácticamente se pueda demostrar que al iniciarse el flujo de agua en las masas del subsuelo, se presenta un estado transitorio, en el que los gradientes, las velocidades y los gastos son mayores que conforme transcurre el tiempo; es decir, se presenta una reducción de estos parámetros con el tiempo, hasta que se alcanza el llamado estado estacionario del flujo. Por ejemplo, para el caso que se trata en el Apéndice No. 1, se considera que la zona de afectación del abatimiento tiene el radio R , que generalmente se define de acuerdo con la hipótesis de RICHARDT, aceptando que el abatimiento tiene la configuración geométrica que se admite en el cuerpo del apéndice; se da esperarse que en el estado próximo a la iniciación del bombeo, el alcance del abatimiento afecte una menor área de la que predice RICHARDT para el estado estacionario; por lo tanto, la dimensión R será menor en el estado transitorio y el abatimiento tendrá una configuración geométrica similar; puede verse fácilmente en las expresiones deducidas para el gradiente, la velocidad y el gasto total, que un menor valor de R conduce a una mayor magnitud de estos parámetros.

Cabe hacer notar también que en la mayor parte de las soluciones que se encuentran en la literatura técnica, éstas co-

rresponden a estados de flujo estacionario, cuando ya se produjo el equilibrio hidrodinámico en la masa del subsuelo y se alcanza la condición de flujo regido por las condiciones naturales de recarga de los acuíferos en que tiene lugar el flujo; sin embargo, los gastos obtenidos en el estado transitorio -- previo son mayores. El estado estacionario se alcanza en un lapso que depende de la magnitud del coeficiente de permeabilidad, del volumen que efectivamente pueda almacenarse en el área afectada por el abatimiento, de la magnitud de éste y del tiempo mismo. En los casos de pozos y zanjas de drenaje, este lapso es relativamente pequeño y no tiene influencia para los efectos prácticos a que se destinan estas obras, es decir, en un pozo para captación de agua potable, por ejemplo, lo que interesa es conocer la cantidad de agua que se podrá extraer de él permanentemente, esto es, en el estado estacionario y tiene poco significado que en el estado transitorio, -- que dura unas cuantas semanas, pueda obtenerse un mayor volumen de agua por unidad de tiempo.

Para el caso de excavaciones en las que se colocan pozos para inducir abatimiento a un nivel dado, puede tener alguna influencia el estado transitorio, cuando se extrae un mayor gasto, pero en estos casos, lo usual es situar un número de pozos tal que permita asegurar el abatimiento en el área en que se requiere y en cada pozo colocar un equipo de bombeo -- que mantendrá el nivel de agua dentro de rangos de varia-

ción inferiores al nivel a que se quiere lograr el abatimiento dentro de la excavación; en el estado transitorio estas bombas operarán durante más tiempo al día que durante el estado estacionario, pero en todo caso, las bombas estarán colocadas y tiene poca significación el hecho de que durante el estado transitorio operen durante más tiempo al día.

Quando se forman drenes para provocar el abatimiento en una parte superficial del subsuelo, el estado transitorio simplemente revela la necesidad de esperar un tiempo para que se produzca el desalojo de las aguas del subsuelo al nivel que se requiere y una vez excavados los drenes, no tiene mayor significación el hecho de que al principio se produzca una mayor aportación de agua, que posteriormente, durante el estado estacionario.

En las grandes excavaciones abiertas y subterráneas, que son las que competen a la minería, el estado estacionario puede tener una significación importante, dado que los volúmenes de agua que se empezarán a manejar por unidad de tiempo serán mayores que en el estado estacionario y éste puede alcanzarse hasta uno o más años después de iniciado el abatimiento.

La única solución que se conoce a la fecha para valorizar los gastos en el estado estacionario en túneles, es la expuesta y desarrollada por A. Bello M. en el Apéndice No. 4; co-

responde al caso de la excavación de un túnel que se forma a velocidad constante en un acuífero libre, ilimitado y recargado; esta solución se ha extendido al caso de acuíferos con nivel de agua original creciente o decreciente en la dirección de avance del túnel. Cabe hacer notar que en la solución propuesta por A. Bello M., existe una hipótesis complementaria y ésta corresponde a la identificación de las extensiones que en sentido horizontal y vertical tendrá finalmente la zona en que se produce la afectación del abatimiento, causada por la excavación subterránea. La hipótesis expresa que a largo plazo, en el estado estacionario, la extensión del alcance horizontal tendrá una magnitud similar a la extensión del alcance vertical. Cabe señalar que se anticipa que la recarga del acuífero ocurrirá por efecto de las lluvias en la zona misma afectada por el abatimiento y más allá de ésta.

APLICACIONES ESPECIFICAS A LA MINERIA.

Al ejecutar una excavación para fines de minería, ésta se puede asimilar siempre, en cuanto a su geometría y para efectos de flujo de agua, a una de dos condiciones; la de una excavación o geometría propia de un túnel, es decir, una de sus dimensiones es varios órdenes de magnitud mayor que las otras dos, o bien, se puede considerar como un gran pozo ex-

excavado en la masa del subsuelo; en ambos casos se pueden encontrar soluciones que permitirán anticipar los gastos de agua para el estado estacionario; si la geometría puede representarse como la de un túnel, haciendo uso de la solución de Bello se puede obtener el gasto en el estado transitorio; si la geometría puede representarse como la de un pozo se puede utilizar alguna de las soluciones expresadas en las figuras 7 a 12 para los diferentes casos que es común hallar en la práctica. Un caso interesante es el de las minas de carbón, cuando éstas se excavan con "frentes largos" en áreas que cubren una extensión de dimensiones considerablemente mayores que la profundidad de la mina, en cuyo caso se perturbará todo el material hasta la superficie; en estos casos, es inmediato que hacia la excavación subterránea se producirá el flujo del volumen de agua que está almacenado arriba de la zona excavada, en cuanto se produce el hundimiento y, posteriormente, el gasto que capta la excavación será el correspondiente a un gran pozo o a una gran ranja hacia los que fluirá el agua; para geometrías muy irregulares de la zona hundida, las soluciones que se podrán aplicar a este problema son las que pueden obtenerse con las redes de flujo.

CONCLUSION.

Se considera que lo antes expuesto de manera breve y conceptual, puede dar lugar a una conclusión de carácter general:

los problemas de la geohidrodinámica en la minería son del mismo tipo que los problemas que se hallan en la geohidrodinámica aplicada a la Mecánica de Suelos y a la Mecánica de Rocas, si bien, las dimensiones de las excavaciones de que se trata en la minería pueden ser considerablemente mayores que aquellas que se atacan en las obras de la ingeniería civil; sin embargo, este es el mismo caso de los problemas de estabilidad que atañen a las obras mineras y a las obras de ingeniería civil, en las que también la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas son las disciplinas que permiten analizar los comportamientos mecánicos de estos tipos de obras.

REFERENCIAS:

- 1.- FOUNDATION ENGINEERING. Edited by G. Leonards. Mc Graw Hill Book Company, Inc. Capítulo 2: Engineering properties of soils by G.A. Leonards, y Capítulo 3: Dewatering, by C.I. Mansur and R.I. Kaufman.
- 2.- THEORETICAL SOIL MECHANICS. Karl Terzaghi. John Wiley.

CLASIFICACIONES
ZANONAS

CEJUNA		ARENA (S)		GRAVA (G)	
UDOS	TAMANOS DE LAS PARTICULAS EN MM	FINA	GRUESA	FINA	GRUESA
100	75	20	45	10	100
100	75	10	45	10	100
100	75	10	45	10	100

MIT		ARENA (S)		GRAVA (G)	
UDOS	TAMANOS DE LAS PARTICULAS EN MM	FINA	GRUESA	FINA	GRUESA
100	75	20	45	10	100
100	75	10	45	10	100
100	75	10	45	10	100

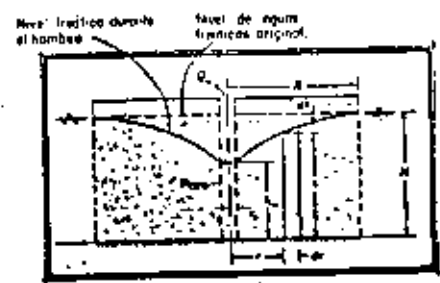
SUCS		ARENAS		GRAVAS	
UDOS	TAMANOS DE LAS PARTICULAS EN MM	FINA	GRUESA	FINA	GRUESA
100	75	20	45	10	100
100	75	10	45	10	100
100	75	10	45	10	100

DESCRIPCION:

100% DE APLICACION PRACTICA SATISFACTORIA DE LA LEY DE DARCY

CEJUNA - COMEN DE INGENIEROS, U.S. ARMY CLASSIFICATION
MIT - MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY
SUCS - SETIMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

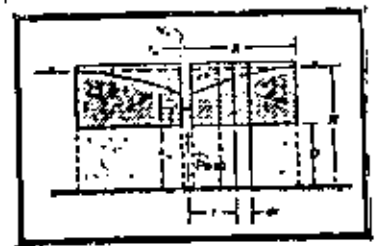
FIGURA Nº 1 - MUESTRA DE TAMIZO EN QUE TENE APLICACION DE LA LEY DE DARCY.



$$Q_w = \frac{2\pi h(M' - h_w)}{\ln(R/r_w)}$$

$$s = \frac{Q_w}{2\pi} \ln \frac{r}{r_w} + h_w$$

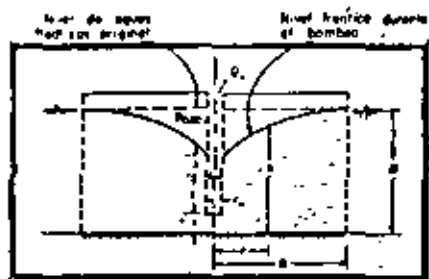
FIGURA Nº 2 - POZO EN ACUIFERO LIBRE, LIBRADO Y REANADO, CON PENETRACION TOTAL.



$$Q_w = \frac{2\pi h(M' - h_w)}{\ln(R/r_w)}$$

$$s = \frac{Q_w}{2\pi h} \ln \frac{r}{r_w} + h_w$$

FIGURA Nº 3 - POZO EN ACUIFERO CONFINADO CON PENETRACION TOTAL.



$$Q_s = \frac{2.3 \left[\frac{H^2 - h^2}{\ln(R/r_s)} \right] \left\{ 1 + \left(0.30, 1 \frac{10h^2}{H} \right) \frac{1.5r}{H} \right\}}$$

Para r/A mayor de 15, $H^2 - h^2 = \frac{Q_s}{2k} \ln \frac{R}{r_s}$

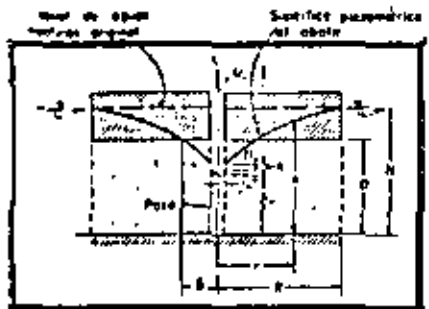
Para r/A menor de 15, $H - h = \frac{Q_s}{2.3k} \ln \left(\frac{10k}{H} \frac{H}{r_s} \right)$

Para $0.2 < r/A < 15$, $F = 0.33 \ln \frac{R}{r_s}$

Para $r/A < 0.2$, $F = C_1 + \alpha C$
 $C_1 = 0.12 \ln \frac{R}{r_s} - 0.0123 \ln^2 \frac{R}{r_s}$

$$\alpha C = \frac{r}{k} \left[\left(\frac{1}{25} \ln \frac{R}{10r_s} \right) \left(1.2 \frac{r}{H} - 0.45 \right) + 0.113 \ln \frac{2.4H}{R} \ln \frac{R}{25r_s} \right]$$

FIGURA Nº 4 - POZO CON PENETRACION PARCIAL EN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO.

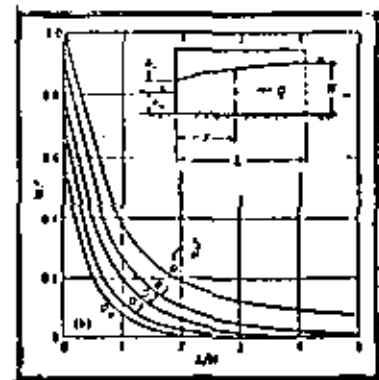
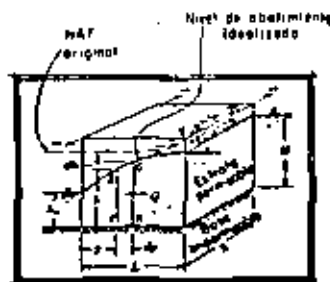


$$Q_s = \frac{2.3(2BH - D^2 - h_w^2)}{\ln(R/r_s)}$$

$$k = \frac{H - h}{\ln(R/r_s)} \ln \frac{r}{r_s} + \sqrt{D^2 - \frac{D^2 - h_w^2}{\ln(R/r_s)}} \ln \frac{r}{r_s}$$

$$\ln R = \frac{(D^2 - h_w^2) \ln R + 2D(H - h_w) \ln r_s}{2DH - D^2 - h_w^2}$$

FIGURA Nº 5 - POZO EN ACUIFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO, CON FLUIDO LIBRE EN EL POZO.



$$Q = \frac{2.3}{2L} (H^2 - h_w^2)$$

$$H^2 - h_w^2 = \frac{2.3}{2L} (L - r) = \frac{L - r}{L} (H^2 - h_w^2)$$

Para $\frac{L}{r} > \frac{2.3}{2L}$ se sigue:

$$H^2 - h_w^2 = \frac{L - r}{L} (H^2 - (h_w + h_r)^2)$$

FIGURA Nº 6 - ZANJA EN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO, CON PENETRACION TOTAL.

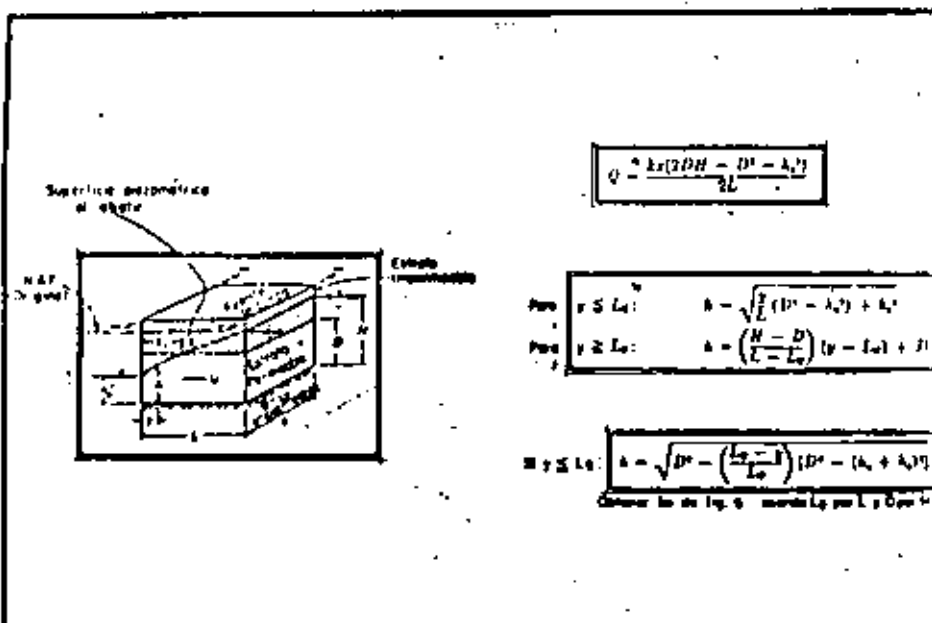


FIGURA Nº 7 - ZANJA EN ACUÍFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO, FILTRO LIBRE A LA SALIDA.

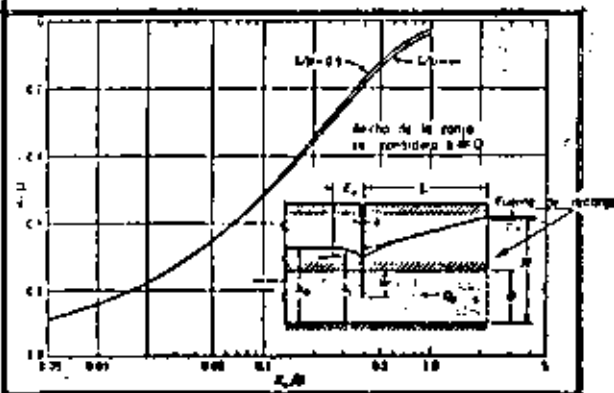


FIGURA Nº 8 - ZANJA EN ACUÍFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO LATERALMENTE, PENETRACION PARCIAL.

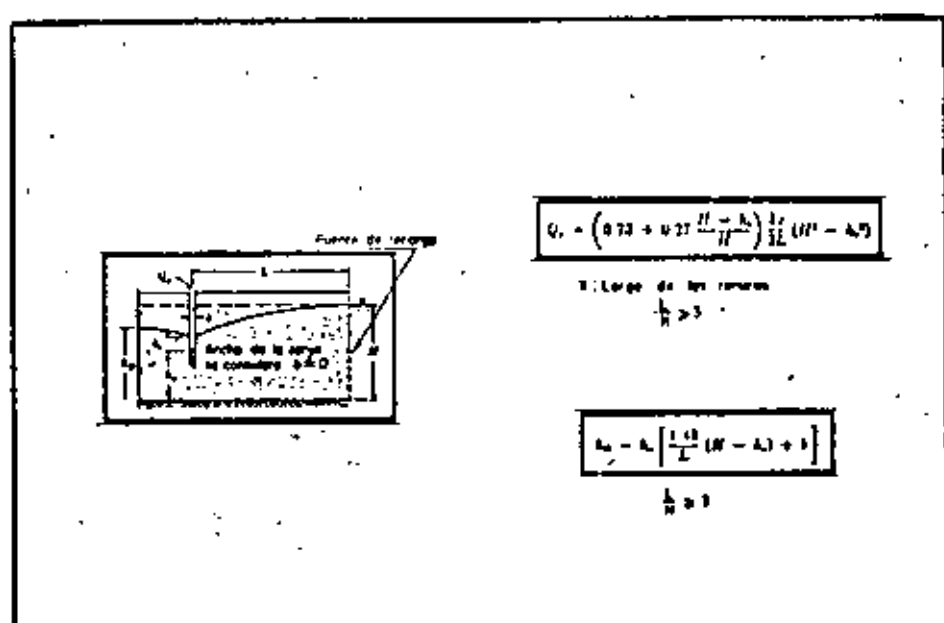


FIGURA Nº 9 - ZANJA EN ACUÍFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO LATERALMENTE, PENETRACION PARCIAL.

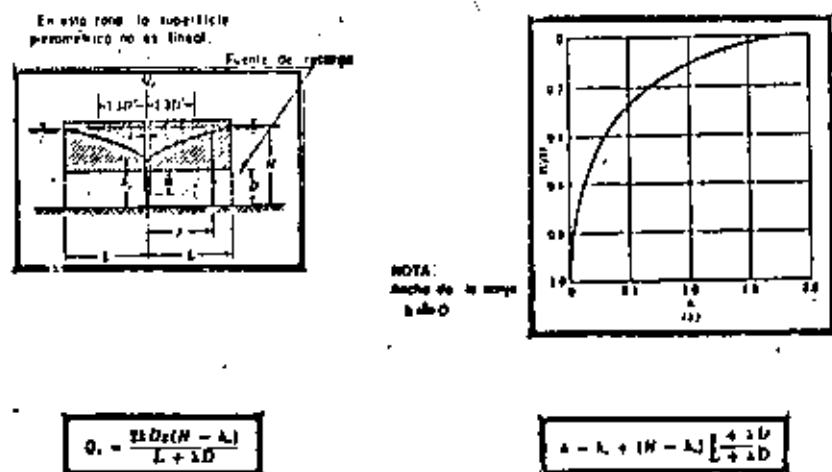


FIGURA Nº 10 - ZANJA EN ACUÍFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO SIMÉTRICAMENTE, PENETRACION PARCIAL.

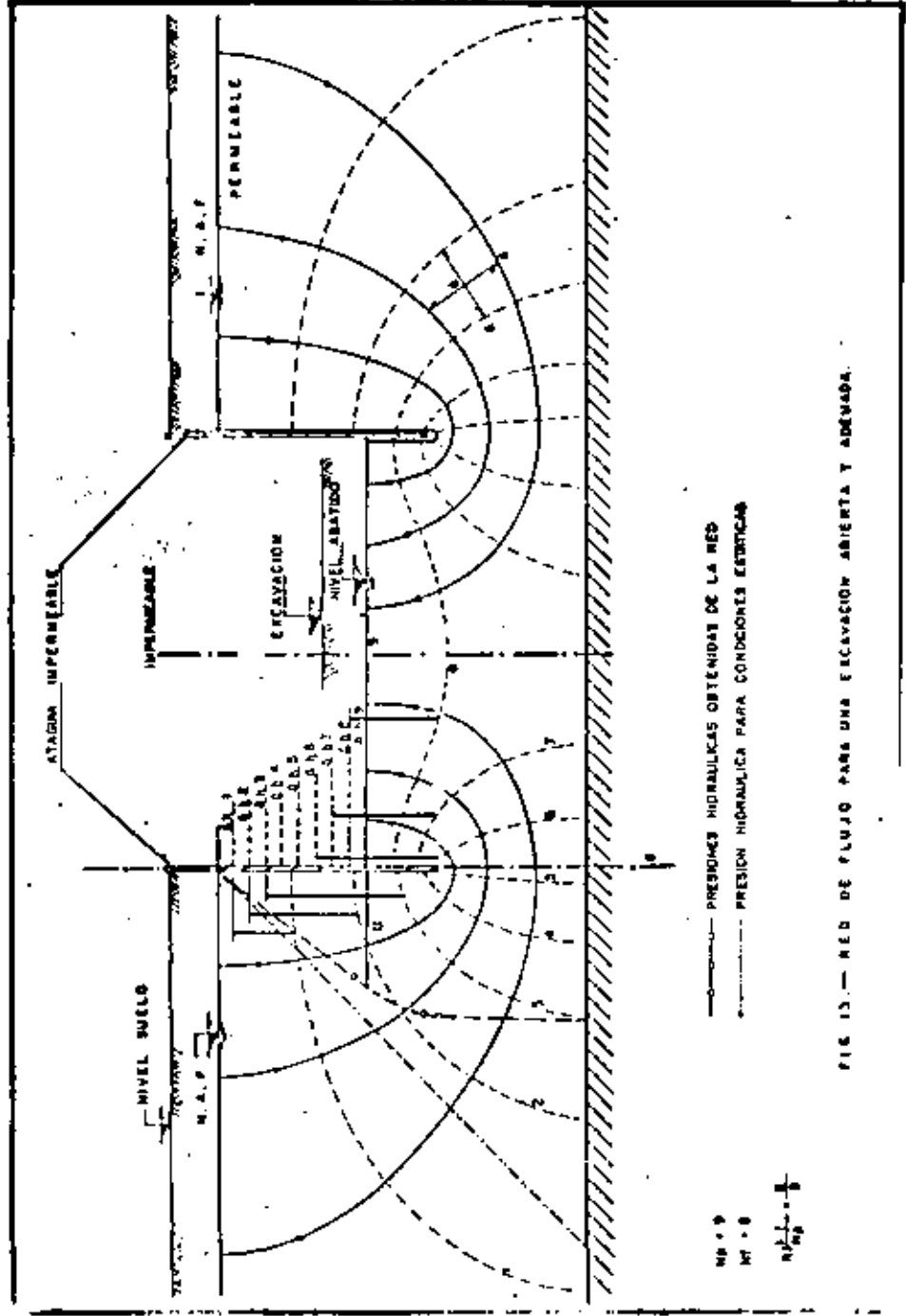


FIG. 13. — RED DE FLUJO PARA UNA EXCAVACION ABIERTA Y ADECUADA.

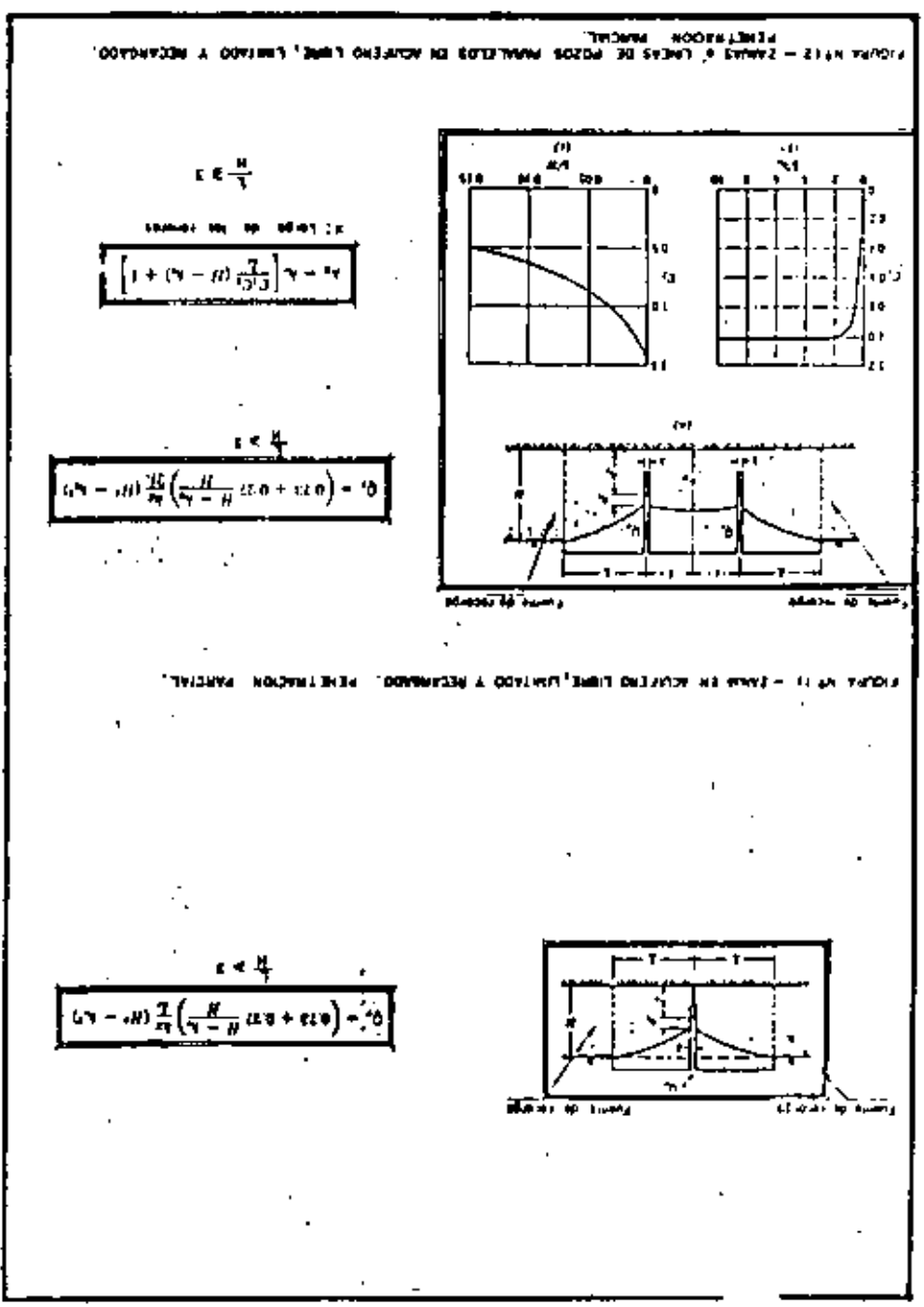


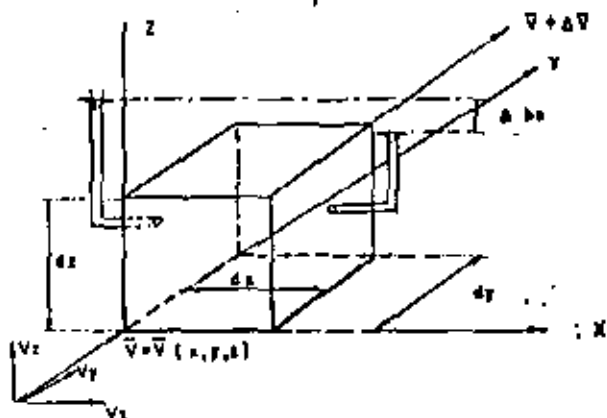
FIGURA 14. — TUBO EN ACUÍFONO LIMITADO Y RETARDADO. PENETRACION PARCIAL.

FIGURA 15. — TUBO EN ACUÍFONO LIMITADO Y RETARDADO. PENETRACION PARCIAL.

APENDICE N° 1

ECUACION GENERAL DE FLUJO EN MEDIOS POROSOS.

Considerando un elemento de la masa del subsuelo a través del cual ocurre el flujo provocado por una variación de la carga hidráulica $h = h(x, y, z)$, se tiene:



La Ley de DARCY indica que:

$$\begin{aligned} v_x &= -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_y &= -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \\ v_z &= -k_z \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (1)$$

k_x, k_y, k_z son las permeabilidades en las direcciones de sus índices.

El signo negativo señala que la velocidad está dirigida en el sentido decreciente de la carga hidráulica h .

El gasto que entra al elemento es:

$$\begin{aligned} Q_E &= Q_x + Q_y + Q_z \\ &= v_x \cdot dy \cdot dz + v_y \cdot dx \cdot dz + v_z \cdot dx \cdot dy \end{aligned}$$

ó sea:

$$Q_E = -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \cdot dy \cdot dz - k_y \frac{\partial h}{\partial y} \cdot dx \cdot dz - k_z \frac{\partial h}{\partial z} \cdot dx \cdot dy$$

El gasto que sale del elemento es:

$$Q_S = (v_x + \Delta v_x) dy \cdot dz + (v_y + \Delta v_y) dx \cdot dz + (v_z + \Delta v_z) dx \cdot dy$$

$$\Delta v_x = \frac{\partial v_x}{\partial x} dx ; \Delta v_y = \frac{\partial v_y}{\partial y} dy ; \Delta v_z = \frac{\partial v_z}{\partial z} dz ;$$

$$Q_S = (v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) dy \cdot dz + (v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy) dx \cdot dz + (v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz) dx \cdot dy$$

Por CONTINUIDAD, el gasto que sale debe ser igual al que entra y por lo tanto:

$$Q_S - Q_E = 0$$

Así:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (2)$$

o bien $\nabla \cdot \vec{v} = 0$ que es la ECUACION DE CONTINUIDAD, la cual puede expresarse:

$$+ k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3)$$

que es la ECUACION GENERAL DE FLUJO.

Si el medio es isotrópico, $k_x = k_y = k_z$ y entonces, se obtiene:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

ó

$$\nabla^2 h = 0$$

y resulta la ecuación de Laplace para h como ecuación general del flujo isotrópico.

APENDICE Nº 2

FLUJO HACIA UN POZO PERFORADO EN UN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO, CON PENETRACION TOTAL. (Ver Figura Nº 2).

Se admite que el abatimiento tiene el alcance R en sentido horizontal; esta distancia se determina con la hipótesis de Sichardt:

$$R = C. (H-hw). \sqrt{k}$$

A un radio r del centro del pozo el gasto total que fluye hacia él es:

$$Q_w = k. i. A$$

$$A = 2. \pi. r. h.$$

y aceptando la hipótesis de DUPUIT se tiene

$$i = \frac{dh}{dr}$$

por tanto:

$$Q_w = k. \frac{dh}{dr} . 2 \pi r. h.$$

Si Q_w es constante, es decir, ya se alcanzó el estado estacionario, se puede integrar la ecuación anterior como sigue:

$$Q_w . \frac{dr}{r} = 2 \pi k. h dh$$

integrando: $Q_w . \ln r = 2 \pi k \frac{h^2}{2} + C$

Si $r = R$ entonces $h = H$ y resulta:

$$Q_w \ln R = 2 \pi k \frac{H^2}{2} + C$$

$$C = Q_w . \ln R - \pi . k . H^2$$

y entonces:

$$Q_w \ln r = \pi k h^2 + Q_w \ln R - \pi k H^2$$

ó sea:

$$Q_w (\ln R - \ln r) = \pi k (H^2 - h^2)$$

ó bien: $Q_w = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{\ln(\frac{R}{r})}$

y en $r = rw$ cuando $h = hw$

$$Q_w = \frac{\pi k (H^2 - hw^2)}{\ln(\frac{R}{rw})}$$

que expresa el gasto. La carga hidráulica en cualquier punto es:

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln(\frac{R}{r})$$

ó bien:

$$h^2 = H^2 - \frac{Q_w}{\pi k} . \ln(\frac{R}{r})$$

que son las ecuaciones de la figura 2.

APENDICE N° 3

FLUJO HACIA UN POZO PERFORADO EN UN ACUIFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO, CON PENETRACION TOTAL, (Ver figura N° 3).

El alcance del abatimiento del nivel piezométrico se puede obtener con la hipótesis de SICHARDT:

$$R = C. (H - h_w) \sqrt{k}$$

A un radio r del centro del pozo, el gasto es:

$$Q_w = k. I. A$$

$$A = 2\pi . r. D$$

y aceptando la hipótesis de DUPUIT:

$$i = \frac{dh}{dr}$$

así,

$$Q_w = k. \frac{dh}{dr}. 2\pi . r. D$$

cuando Q_w sea constante, en el estado estacionario, se puede integrar como sigue:

$$Q_w. \frac{dr}{r} = 2\pi . k. D. dh$$

$$Q_w \ln r = 2\pi . k. D. h + C$$

Cuando $r = R$ se tiene $h = H$, y así:

$$Q_w \ln R = 2\pi . k. D. H + C$$

por tanto:

$$C = Q_w \ln R - 2\pi . k. D. H.$$

y entonces:

$$Q_w \ln r = 2\pi . k. D. h + Q_w \ln R - 2\pi . k. D. H.$$

ó bien:

$$Q_w (\ln R - \ln r) = 2\pi . k. D. (H - h)$$

y

$$Q_w = \frac{2\pi . k. D. (H - h)}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)}$$

en $r = r_w$ se tiene $h = h_w$ y entonces:

$$Q_w = \frac{2\pi . k. D. (H - h_w)}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)}$$

que permite calcular el gasto estacionario. La carga piezométrica h resulta:

$$h = H - \frac{Q_w}{2\pi . k. D} \ln\frac{R}{r}$$

y el gradiente hidráulico es:

$$\frac{dh}{dr} = - \frac{Q_w}{2\pi . k. D} \frac{1}{r} \left(-\frac{R}{r^2}\right)$$

ó sea

$$\frac{dh}{dr} = \frac{Q_w}{2\pi . k. D} \cdot \frac{1}{r}$$

ó bien:

$$\frac{dh}{dr} = \frac{H - h_w}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \cdot \frac{1}{r}$$

que decrece con R



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION**

FLUJO DE AGUA HACIA TUNELES

ING. ARTURO A. BELLO MALDONADO

JULIO, 1982

FLUJO DE AGUA HACIA TUNELES

ARTURO A. BELLO M., I. C. (*)

INTRODUCCION

Con la excavación de un túnel al través de formaciones geológicas que almacenan agua, la oquedad formada en el subsuelo induce un cambio de presiones hidráulicas que genera un flujo de agua hacia la excavación. La magnitud del problema que desde el punto de vista constructivo ocasiona la filtración, es creciente con la cantidad de agua que penetra al túnel, ya que además de requerirse instalaciones especiales para disponer del agua captada cuando el volumen de ésta es considerable, interfiere con las operaciones normales de la excavación. La información contenida en la literatura sobre excavación de túneles, al respecto del agua captada en ellos, se resume en la Tabla de la Figura N°1, donde se incluyen algunos de los tramos del túnel para el Emissor Central, en los cuales las aportaciones son de tal magnitud, que se han constituido en factor determinante para el avance de los trabajos de excavación. De esta Tabla puede notarse, que aunque en algunos túneles la captación no es de importancia, en otros se constituye en un verdadero caudal cuyo manejo para su extracción de la excavación, requiere de costosas instalaciones y cuidadosos controles, ya que una falla en las instalaciones de bombeo se traduciría en la inundación completa de la excavación en un corto lapso de tiempo.

Las perspectivas para la construcción de túneles en el futuro, obligan a reconsiderar los procedimientos disponibles para la valuación de los volúmenes de agua que habrán de manejarse en dichas excavaciones, tanto por los procedimientos especiales para su manejo como por el costo que este representará.

I. ANTECEDENTES

La valuación teórica del gasto que captará un túnel a excavarse en un manto acuífero, ha sido establecida para algunos casos simples, pero desafortunadamente poco frecuentes en la naturaleza. Polubarínova y Kochina (1962) establecieron la solución para el caso de un túnel excavado en un acuífero que mantiene su nivel de agua constante. Fig. N°2. Soluciones establecidas para zanjas y drenes excavados en acuíferos recargados y limitados inferiormente por un estrato impermeable (Mansur y Kaufman, 1962), pueden ser aplicadas a un túnel que se excava en un acuífero que presenta esas características y en el cual se produce un abatimiento del nivel de agua original. Fig. N°3; las soluciones mencionadas se aplican exclusivamente al estado estacionario, pero no permiten la valorización del gasto en el estado transitorio, inmediato a la excavación del túnel, cuando las captaciones son mayores.

Otros autores (Goodman et al, 1964), han intentado la valuación del efecto en el proceso transitorio para acuíferos que descansan en mantos impermeables. Fig. N°4,

(*) GEOSISTEMAS, S. A.

y el que se produce cuando un túnel penetra una zona de más alta permeabilidad que las adyacentes, lo cual en la naturaleza ocurre al encontrar fallas y contactos permeables. Fig. N°5. Investigaciones de laboratorio en modelos a escala reducida están siendo llevados a cabo para el estudio de los estados transitorio y estacionario (Wittke et al., 1972). A pesar de los abundantes estudios y experimentos de laboratorio realizados sobre la infiltración de agua en túneles, no se encuentra en la literatura revisada, la solución correspondiente al estado transitorio y al estacionario posterior, para un túnel excavado en un acuífero libre, ilimitado y recargado que frecuentemente se presenta en la práctica; es de suma importancia notar sin embargo, que todos los estudios realizados sobre la filtración a túneles, de una manera u otra, aceptan las hipótesis fundamentales de flujo en medios porosos: La de Darcy y la de Dupuit-Forchheimer.

II.- HIPÓTESIS DE COMPORTAMIENTO CONSIDERADAS.

Del análisis de algunos de los estudios realizados sobre el flujo en medios porosos, tendientes a valorizar la captación en túneles, resulta sugerente establecer las siguientes hipótesis para formar un modelo matemático que permita conocer las aportaciones de un túnel excavado en un acuífero libre, ilimitado y recargado, Fig. N°6.

1.- La velocidad media del flujo, de acuerdo con la hipótesis de Darcy, pueda valorizarse como:

$$v = k \cdot i$$

k: Coeficiente de permeabilidad.

i: Gradiente hidráulico.

2.- La proyección horizontal del gradiente hidráulico " i_x " es proporcional a la inclinación de la superficie abatida del nivel libre del agua (Hipótesis de Dupuit-Forchheimer) y constante en la profundidad de la zona afectada por el abatimiento:

$$i_x = \frac{dh}{dx}$$

h: Elevación del nivel abatido del agua.

x: Coordenada horizontal.

3.- Hipótesis del comportamiento en el estado transitorio:

a).- La superficie abatida del nivel libre del agua es de configuración parabólica desde el inicio del fenómeno.

b).- El volumen de agua que penetra al túnel es igual al volumen que se pierde en el acuífero al abatirse el nivel original.

c).- La zona afectada por el abatimiento progresa con el tiempo, de tal forma que la afectación en sentido horizontal a cada lado del túnel: " R ", es del orden de magnitud de la afectación por debajo del nivel de agua original; esto es:

En $t = 0 \Rightarrow R = 0$ y $d = 0$

En $t \rightarrow \infty \Rightarrow R(t) \rightarrow H + d(t)$

t: Tiempo

R: Alcance del abatimiento en sentido horizontal.

H: Profundidad del túnel desde el nivel de agua original.

d: Alcance del abatimiento por abajo del túnel.

Para cumplir estas condiciones, se puede proponer la siguiente relación que se muestra gráficamente en la Figura N°6:

$$\frac{(H+d)^2}{H^2} - \frac{R^2}{H^2} = 1$$

o sea: $(H+d)^2 = R^2 + H^2$

III.- MODELO MATEMATICO.

Sobre las hipótesis enumeradas en el párrafo anterior, se puede establecer el siguiente modelo matemático para un túnel cuya longitud "L" progresa con rapidez uniforme "r":

$$L = r \cdot t$$

a).- Según la hipótesis de Darcy, el gasto aportado al túnel, por unidad de longitud, al tiempo t, puede calcularse como:

$$q = 2 \cdot k \cdot i_x \cdot A \quad (1)$$

A: Proyección vertical del área que atraviesa el flujo.

b).- La ecuación de la superficie abatida del agua, que es parabólica, se escribe:

$$y^2 = \frac{H^2}{R} x \quad (2)$$

y de acuerdo con la hipótesis de Dupuit-Forchheimer:

$$x = \frac{dy}{dx} \quad D = (1); \quad \frac{dy}{dx} = \frac{H^2}{2yR}$$

c).- Para $x = R$ se tiene que: $y = H$ y $A = H+d$ por unidad de longitud; así, se puede expresar:

$$q = 2 \cdot k \cdot \frac{H}{2R} \cdot (H+d) \quad (3)$$

d).- El volumen captado en el túnel en el lapso de $t = 0$ a $t = \xi$, por unidad de longitud, es:

$$\frac{V}{\Delta L} = \int_0^\xi q \, dt = kH \int_0^\xi \frac{H+d}{R} \, dt \quad (4)$$

e).- El volumen de agua desalojado del acuífero que tiene una porosidad drenable (volumen de agua drenable por unidad de volumen total) igual a "n", en los mismos lapso y longitud, es:

$$\frac{V}{\Delta L} = 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot H \cdot R \cdot n \quad (5)$$

f).- De las ecuaciones (4) y (5) puede escribirse:

$$d\left(\frac{V}{\Delta L}\right) = kh \cdot \frac{H+d}{R} \cdot dt = \frac{2}{3} \cdot H \cdot n \cdot dR \quad (6)$$

$$\text{o sea: } \frac{3k}{2n} dt = \frac{R}{H+d} dR \quad (7)$$

g).- De acuerdo con la hipótesis (3-c), se tendrá:

$$\frac{3k}{2n} \cdot dt = \frac{RdR}{\sqrt{R^2 + H^2}}$$

$$\text{Definiendo: } K = \frac{3k}{2n} \quad (8)$$

e integrando la ecuación anterior, se tiene:

$$Kt = \sqrt{R^2 + H^2} + C$$

Como en $t = 0$, $R = 0$, resulta: $C = -H$

$$\text{por tanto: } Kt = \sqrt{R^2 + H^2} - H \quad (9)$$

De (9), como:

$$H+d = \sqrt{R^2 + H^2} = Kt+H$$

$$\text{y también } R^2 + H^2 = K^2 t^2 + 2KtH + H^2$$

$$\text{entonces: } R = \sqrt{K^2 t^2 + 2KtH}$$

sustituyendo en (3), se obtiene:

$$q = kh \cdot \frac{Kt + H}{\sqrt{(Kt)^2 + 2KtH}} \quad (10)$$

Definamos los parámetros adimensionales:

$$\mathcal{H} = \frac{q}{kh} \quad \text{y} \quad T = \frac{Kt}{H} \quad (11)$$

así, se obtiene de (10):

$$\mathcal{H} = \frac{T+1}{\sqrt{T^2 + 2T}} = \frac{T+1}{\sqrt{T(T+2)}} \quad (12)$$

La gráfica que relaciona \mathcal{H} con T se muestra en la Figura N°7 y puede reconocerse que, cualitativa mente obedece el comportamiento esperado de las aportaciones: muy grandes inmediatas a la excavación y rápidamente asintóticas a un valor correspondiente al gasto del estado estacionario.

h).- El gasto total captado en un túnel que avanza con rapidez "r", puede obtenerse de:

$$Q = \int_0^L q dL = r \int_0^1 q dt$$

luego:

$$\frac{Q}{kh} = \frac{rH}{K} \int_0^1 \frac{q}{kh} \cdot \frac{Kdt}{H} = \frac{rH}{K} \int_0^T \frac{T+1}{\sqrt{T^2 + 2T}} dT$$

integrando:

$$\frac{Q}{kh} = \frac{rH}{K} \sqrt{T^2 + 2T}$$

La relación:

$$\frac{Q/kH}{rH/K} = \frac{Q}{rH^2} \quad \frac{K}{k} = \sqrt{T^2 + 2T} \quad (13)$$

es también adimensional y relaciona al gasto total captado Q , con el tiempo, en la forma que se muestra también en la Figura N°7, donde se observa que después de un lapso inicial en que Q se incrementa rápidamente con t , la variación posterior es prácticamente lineal.

- 3).- Para propósitos de aplicación práctica, es conveniente establecer la aportación media q_e por unidad de longitud en todo un tramo excavado: $q_e = \frac{Q}{L}$ y para obtener una relación adimensional, se define:

$$h_e = \frac{q_e}{kH} = \frac{Q}{kH \cdot rL} = \frac{H}{Kt} \sqrt{T^2 + 2T}$$

o sea:

$$h_e = \sqrt{1 + \frac{2}{T}} \quad (14)$$

La relación h_e Vs T se muestra en la Figura N° 7 y puede verse que tiene la misma configuración de la curva h Versus T , pero como es de esperarse, al valor asintótico de la aportación media estacionaria, requiere un lapso de tiempo mayor.

Las ecuaciones (12), (13) y (14) contienen la solución completa del problema de valuación del gasto en un túnel en las condiciones consideradas: excavado al través de un acuífero libre, ilimitado y recargado, y en el cual se satisfacen las hipótesis establecidas en la primera parte de este párrafo.

V.- VERIFICACION DEL MODELO MATEMATICO CON MEDICIONES EN CAMPO.

Con el propósito de establecer una calibración del modelo matemático que se describe en el párrafo anterior, se analizaron las mediciones del gasto llevadas a cabo en algunos frentes de excavación del túnel del Emisor Central.

Para el propósito señalado, se seleccionó el tramo correspondiente a los frentes de excavación de las lumbreras L-5 y L-6, en donde se encuentran depósitos de tobas volcánicas andesíticas que rellenan un valle de 20 Km de ancho por más de 20 Km de largo y con un espesor del orden de 350 m en la zona que atraviesa el túnel. Un estudio geohidrológico de este valle (SRH, 1961), ha demostrado que este acuífero es recargado por lluvias con un volumen de agua mayor al que está siendo extraído del túnel en el tramo en que lo atraviesa. Las tobas son fundamentalmente arenosas y se encuentran depositadas en estratos que presentan variaciones en compacidad de semicompactas a muy compactas y con cementación de

nula a muy alta, la porosidad media de estos depósitos, obtenida en el laboratorio es de $p = 0.38$.

La excavación del túnel en este tramo, se efectuó mediante lumbreras de acceso a profundidades del orden de 120 a 150 m en el depósito de tobas y de 90 a 100 m bajo el nivel de aguas superficiales original.

El registro de los gastos captados conforme progresó la excavación del túnel y de la velocidad de avance de ésta a partir de la lumbrera L-5, se muestran en la Figura N°8. Con estos datos se pueden establecer los siguientes valores de los parámetros incluidos en el modelo matemático antes descrito:

Prácticamente al finalizar la excavación de los frentes de la lumbrera L-5, se registró un gasto total aportado de $Q_1 = 400$ lts/seg, para un tiempo equivalente a 17.3 meses = 44.84×10^6 seg, desde el inicio de la excavación, suponiendo su progreso uniforme a razón de 156 m/mes según se determina en la Fig. N°8. Para estos valores, de la ecuación (13) se puede obtener:

$$\frac{Q_1}{rH^2} \cdot \frac{3}{2n} = \frac{0.40}{6.02 \times 10^{-5} \times 10^4} \cdot \frac{3}{2n} = \frac{0.996}{n}$$

es decir: $T_1^2 + 2T_1 = \frac{0.993}{n^2}$

entonces: $T_1 = -1 + \sqrt{1 + 0.993/n^2}$

Usando las ecuaciones (11) y (8), se tiene:

$$K = \frac{T_1 \cdot H}{t_1} \quad \text{and} \quad k = \frac{2}{3} nK$$

y puede calcularse: $k = \frac{2}{3} \frac{100}{44.84 \times 10^6} (-n + \sqrt{n^2 + 0.993})$

o sea: $k = 1.49 \times 10^{-6} (-n + \sqrt{n^2 + 0.993})$ (A)

Para obtener otra ecuación de la misma forma que la anterior, en que figuran como incógnitas k y n, se consideró el valor de $Q_2 = 220$ lts/seg registrado a un tiempo equivalente a 8 meses = 20.75×10^6 seg para proceder de la misma manera antes detallada y obtener la siguiente ecuación:

$$k = 3.215 \times 10^{-6} (-n + \sqrt{n^2 + 0.30})$$
 (B)

De la solución del sistema de ecuaciones (A) y (B) se obtienen los siguientes valores para la porosidad drenable y para el coeficiente de permeabilidad:

$n = 0.22$ y $k = 1.19 \times 10^{-6}$ m/seg = 1.19×10^{-4} cm/seg.

El valor de $T = T_1$ para la primera parte excavada del túnel, es de $T_1 = 3.65$.

y como $d = TH$ resulta $d = 365$ m

Luego: $H + d = 465$ m

$$y R = \sqrt{(H + d)^2 - H^2} = 454$$

El valor de $(H + d)$ no debería exceder el espesor total de depósito de tobas, al cual se alcanza cuando $T = 2.50$; sin embargo, la variación de la aportación "q" de $T = 2.50$ al valor calculado de $T_1 = 3.65$, no es significativa como puede comprobarse en la Figura N°7. Así pues, se concluye que el gasto total indicado por el modelo matemático, se puede generar para el caso considerado. La variación de "Q" con la longitud total del túnel, calculada mediante la ecuación (13) y usando los valores de "n" y "k" obtenidos del cálculo anterior, se muestra en la parte inferior de la Fig. N°8, en comparación con los gastos totales medidos; puede notarse que existe una correspondencia aceptable entre ambas curvas, una vez que el efecto inicial de la lumbrera se ha disipado al progresar la longitud de túnel excavado.

V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1.- Se considera que la bondad del modelo matemático establecido para el comportamiento de los estados transitorio y estacionario del gasto que fluye hacia un túnel, debe ser sujeto a una verificación más amplia en sitios donde puede contarse de antemano con la

información geohidrológica necesaria para constatar que se trabaja en un acuífero con características similares a las supuestas en el presente escrito y además, se registran mediante piezómetros la variación y el alcance del abatimiento del nivel original del agua, se miden los gastos totales captados en función del avance del túnel y se registra la variación de las aportaciones a lo largo del túnel en función del tiempo, para tener así toda la información que se requiere para el empleo de las fórmulas establecidas y de esta manera, se puedan constatar o refinar las hipótesis sobre las que se basa el presente desarrollo.

2.- Las mediciones directas de las aportaciones de agua a las excavaciones de túneles, permitirán confirmar también el comportamiento del gasto aportado por una zona de mayor permeabilidad que es atravesada por el túnel; en la Figura N°9 se muestra la variación del gasto total ocurrida en una zona como la descrita y puede verse que corresponde aproximadamente a la deducida por Goodman en sus experimentos de laboratorio. Fig. N°5.

3.- Los efectos que en el gasto total captado en el túnel, produce inicialmente la excavación de la lumbrera y en forma continua la mayor concentración en los frentes, de acuerdo con las mediciones realizadas hasta la fecha son una pequeña fracción del gasto total, sin embargo, también deben investigarse con más amplitud para poder incluirlas con certidum

bre en los cálculos de volumen total de agua que se estime será necesario manejar en un túnel por excavar.

4.- Recomendaciones para la previsión del manejo del -- agua captada en las excavaciones subterráneas.- De bido a las serias limitaciones que la economía, el tiempo y los conocimientos imponen en la valorizac-- ción del agua que captará una excavación subterrá-- nea, es sugerente que para la planeación de las ins-- talaciones y equipos que requiere el manejo de este concepto se establezca la siguiente secuencia de ac-- tividades:

- A.- De acuerdo con la geología general, determinar los coeficientes de permeabilidad en la forma - más completa posible; ya sea con pruebas en cam-- po o en el laboratorio.
- B.- Valuar teóricamente el gasto probable en las -- lumbreras y en el cuerpo del túnel, afectar el valor calculado de un factor de seguridad no me-- nor de 1.3 y prever las instalaciones y equipo-- necesarios para su manejo.
- C.- Registrar los gastos reales obtenidos durante -- la ejecución de las excavaciones, calibrar con estas mediciones los parámetros usados en el -- cálculo teórico inicial y revisar los cálculos para los tramos faltantes, modificar como sea -- necesario el programa de instalaciones y equi--

pos necesarios. Repetir esta revisión en lapsos no mayores de 6 meses o al completarse etapas - de 25% de las excavaciones.

AGRADECIMIENTO:

GEOSISTEMAS, S. A. agradece a TUNEL, S. A. DE C. V., su interés en que se llevaran a cabo los estudios que sirvieron de base al desarrollo teórico que se expone en esta escrito y así también, la ayuda que le proporcionaron sus Ingenie-- ros durante las mediciones directas de gastos efectuadas en varios frentes del túnel para el Emisor Central.

REFERENCIAS:

- 1.- POLUBARINOVA-KOCHINA, P. Ya., 1962, Theory of Ground-water Movement, Princeton Univ. Press. (Traducido por J. Roger De Wiest).
- 2.- MANSUR C. I. y KAUFMAN R. I., 1962, Dewatering, Capítu-- lo 3 de "Foundation Engineering". Editado por G. Leo-- nards, McGraw Hill-Kogakusha.
- 3.- GOODMAN R. E., MOYE D. G., VAN SCHALKWYK A., AND JAVANDEL I., 1964, "Ground Water inflows during tunnel driving". College of Engineering, University of California, Ber-- keley, Calif.
- 4.- WITTKE W., RISSLER P., SEMPRICH S., Three Dimensional La-- minar and Turbulent Flow through Fissured Rock According to Discontinuous and Continuous Models. Proceedings of the Symposium on Percolation through fissured rock. STUTTGART, 1962.
- 5.- SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS, 1961, Hidrogeología del Valle de Cuautitlán. Oficina de Estudios Especiales. Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México.

GASTOS Y APORTACIONES REGISTRADAS EN ALGUNOS TUNELES

TUNEL	MATERIAL EN LA EXCAVACION	LONGITUD KM.	GASTO BOMBEO	APORTACION MEDIA	APORTACION MAXIMA REGISTRADA.	RECONCENTRADA EN EL FRENT
			1/8	1/8	1/8	1/8
Weissenstein-tunnel.		3.86	400	104		
Gotthardtunnel north.		14.80	51	3.45		
Gotthardtunnel south.		14.80	350	23.6		
Mont Genis Tunnel.		13.51	7	0.52		
Bevenstunnel.		2.90	71	24.5		
Albulatunnel-north.		5.80	247	42.6		
Albulatunnel-south.		5.80	77	13.3		
Simplon Tunnel.		19.60	1000	51.0		
Tavertunnel.		8.53	60	7.04		
San Jacinto Tunnel.	Zona de falla en roca granítica.	20.90	2530	121.0		471
Karobe Tunnel.	Zona de falla en roca granítica.	4.50	665	148		384
Carmen Smith Tunnel			2512			
Enisor Central						
F 4-5 (570 a 870)	Andesita fragturada con rg llenos arenosos.	0.30	618	2720	3000	113
F 5-4 y 6	Tobas andesíticas.	2.71	470	173	330	20
F 10-11 y 12	Riolita alterada a arena limosa.	2.63	624	237	530	200
F 11-10	Andesita fragturada y riolita alterada.	0.85	468		390	226
F 12-11 y 13	Tobas andesíticas fracturadas.	2.93	1697	579	800	423
F 14-14.A	Conglomerados andesíticos y aluviones.	0.48	855	3800	4180	840
SUMAS:		9.90	4942			

Fuentes: 1.- "Tunnel Baugeologie", Josef Stini, 1950 (Goodman et al, Oct. 1964)
 2.- Mediciones en el Enisor Central realizadas para TUNEL, S. A. de C. V. por GEOSISTEMAS, S. A.

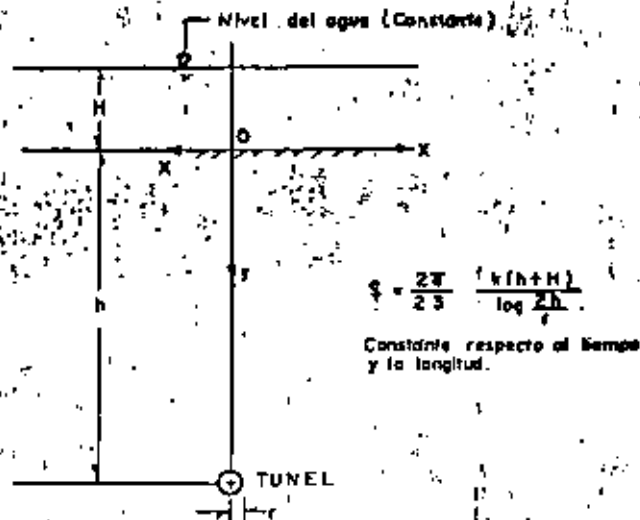


FIG. 2 - APORTACION CONSTANTE EN UN TUNEL BAJO UN NIVEL DE AGUA CONSTANTE (SOLUCION DE POLIBARINOVA - KOCHINA)

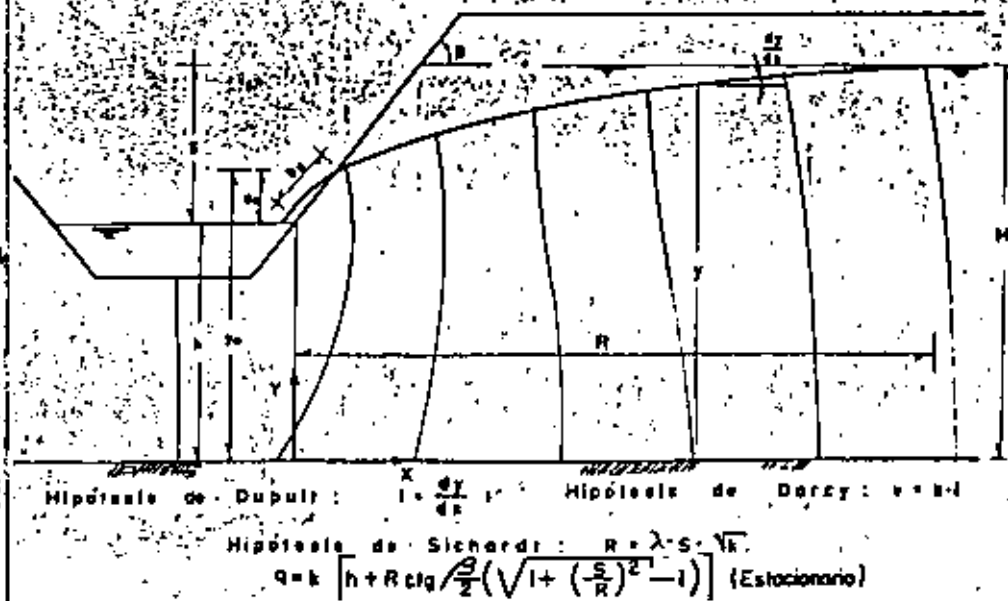


FIG. 3 - HIPOTESIS USADAS EN LA VALUACION DEL GASTO EN ZANJAS Y DRENES

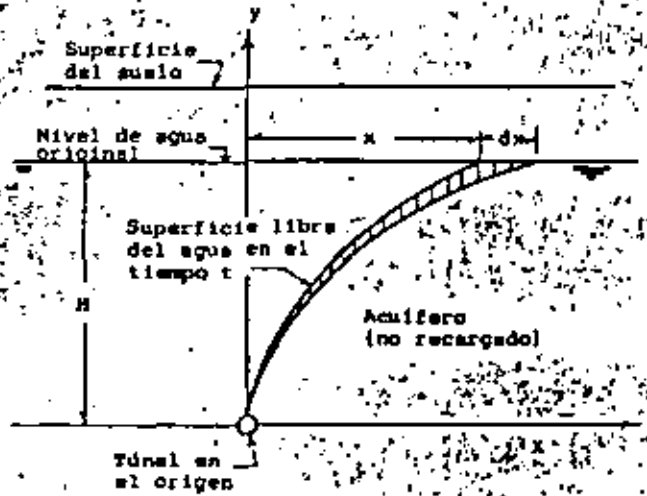


FIG. 4 - CONDICIONES DE COMPORTAMIENTO SUPUESTAS. (GOODMAN, 1964)

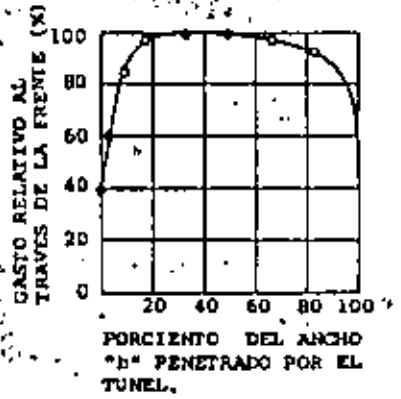
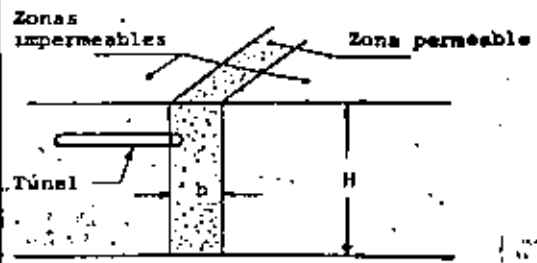


FIG. N° 5
COMPORTAMIENTO DEL GASTO EN ZONAS DE FALLAS O CONTACTOS PERMEABLES (GOODMAN ET AL, 1964).

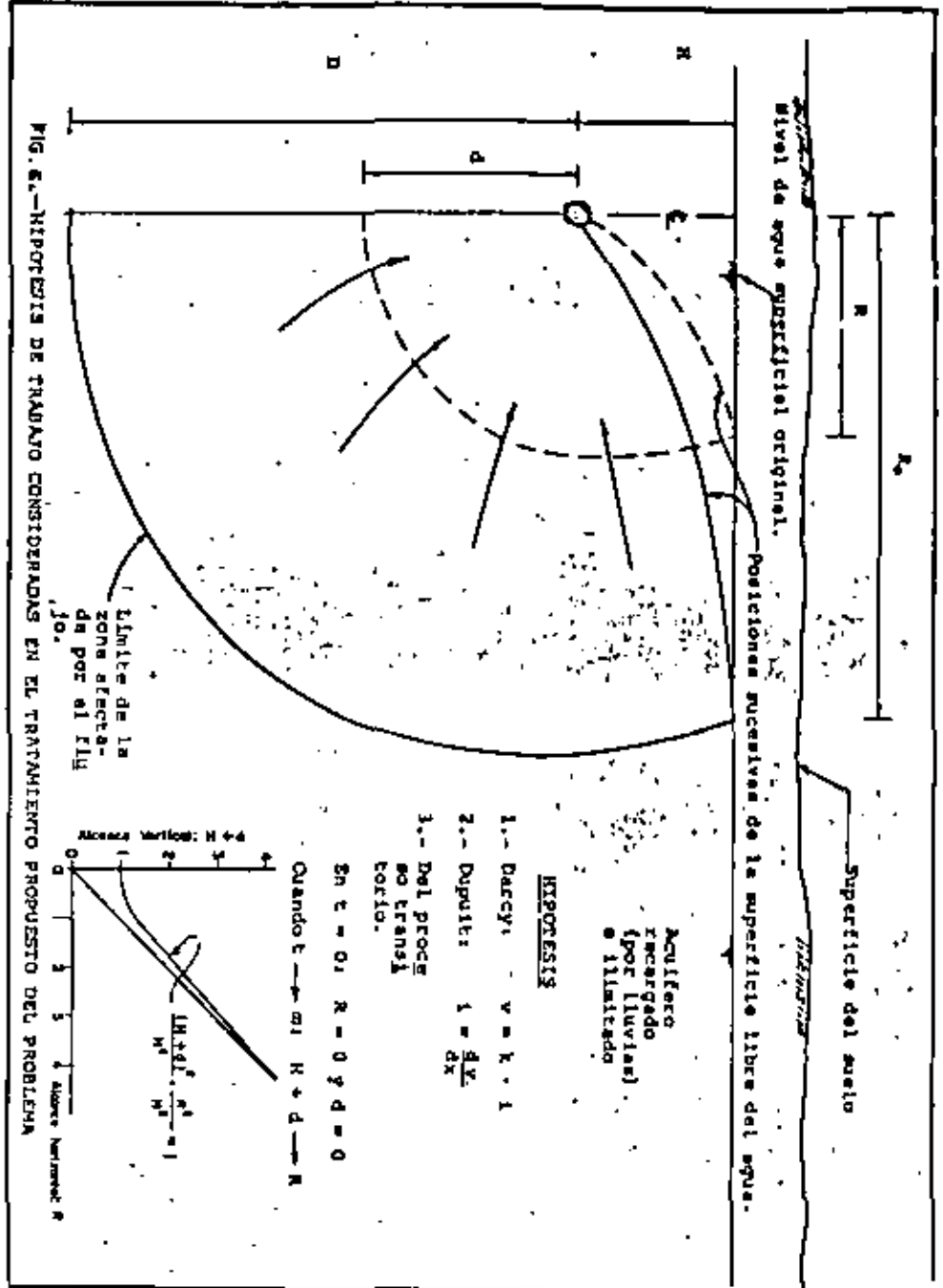


FIG. 6.-HIPOTESIS DE TRABAJO CONSIDERADAS EN EL TRATAMIENTO PROPUUESTO DEL PROBLEMA

Alcance vertical: $H + d$

Quando $t \rightarrow \infty$ $H + d \rightarrow R$

$Sr = 0$ $R = 0$ $d = 0$

Alcance horizontal: R

Superficie del suelo

Acuifero recargado (por lluvias) o illimitado

Posiciones sucesivas de la superficie libre del agua.

Superficie del suelo

Original

Limites de la zona afectada por el flujo

$1.-$ Darcy: $v = k \cdot i$

$2.-$ Dupuit: $i = \frac{dy}{dx}$

$3.-$ Del proceso se transfiere forto.

HIPOTESIS

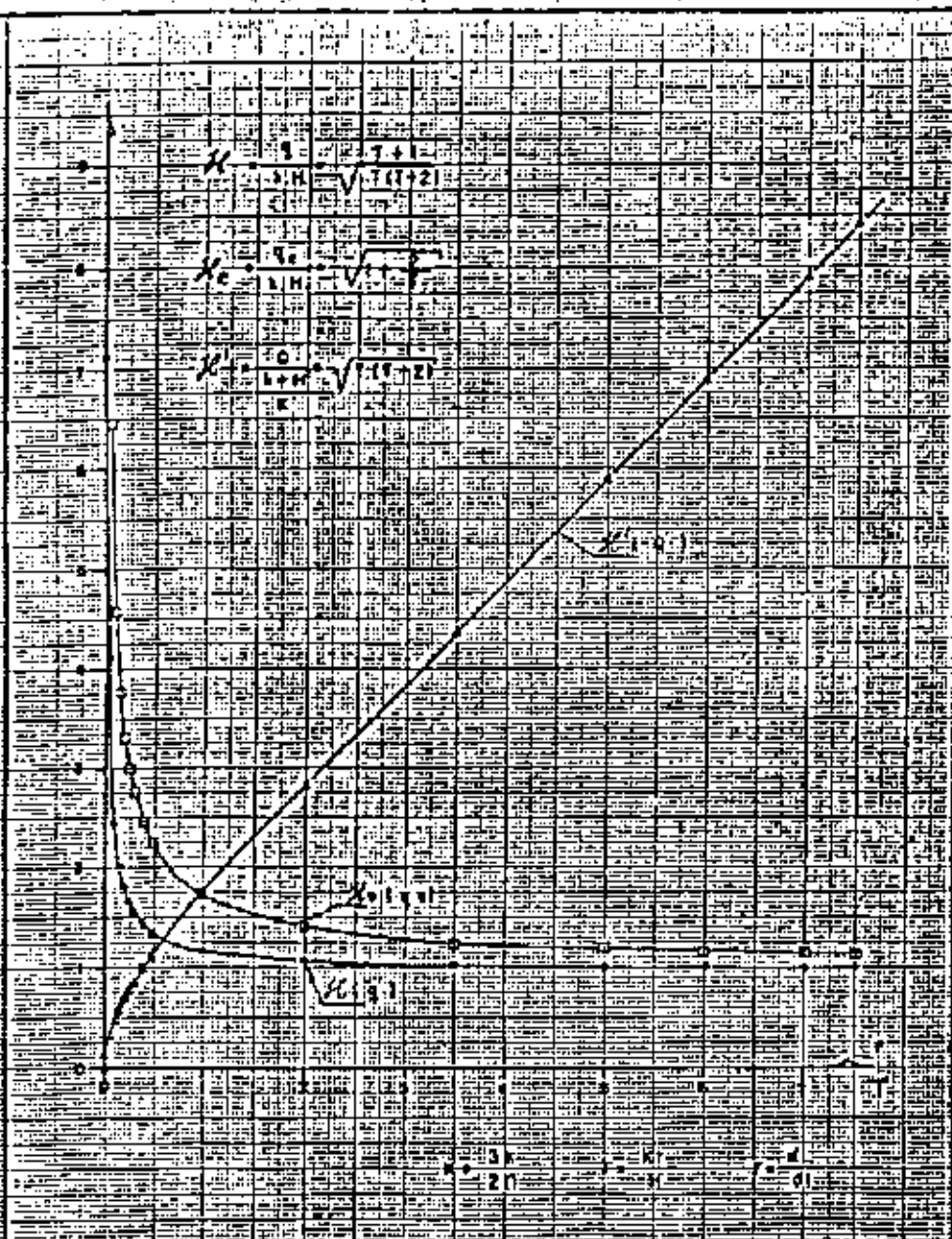


FIGURA N.º 7. VARIACION DE LAS APORTACIONES Y DE LOS GASTOS CON LA LONGITUD DE TUNEL Y CON EL TIEMPO (UNIDADES DIMENSIONALES)

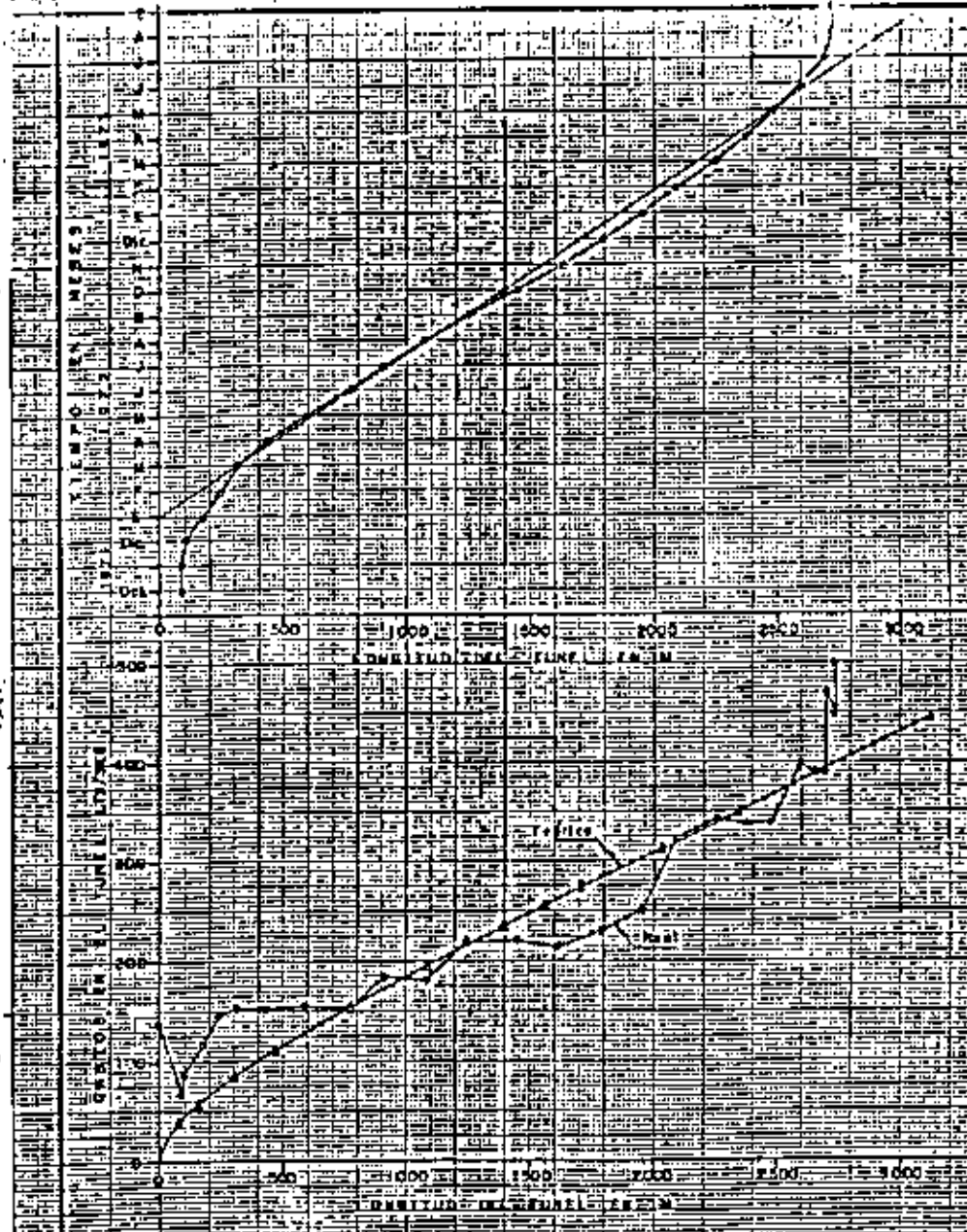
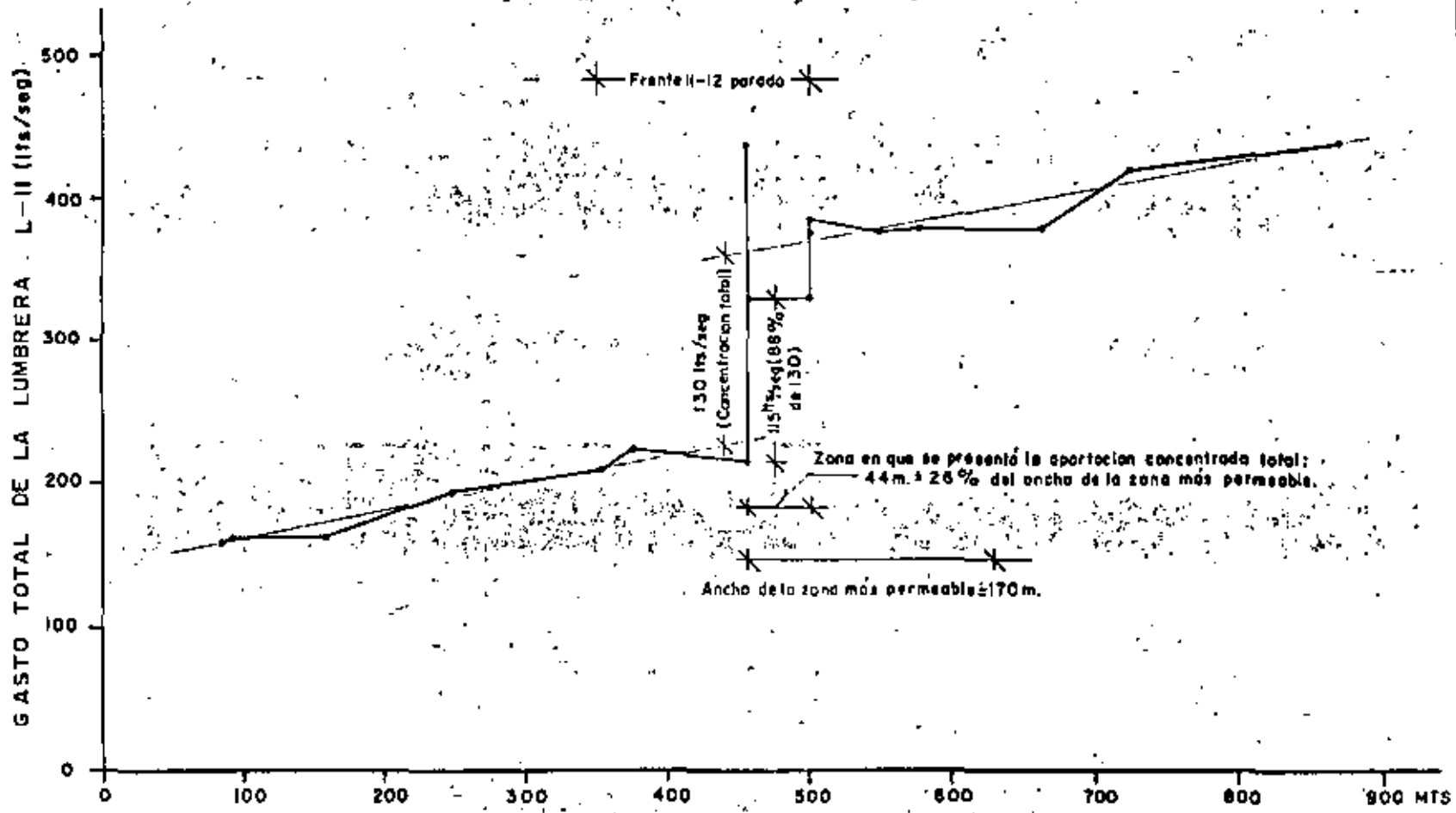


FIG. 7. APLICACION DE LAS FORMULAS TEORICAS MENCIONADAS A LOS PARENTES DE LA CAMARA LOS HORNOS DEL EMISOR CENTRAL



CADENAMIENTO DEL FRENTE II-10

FIG. 9. - COMPORTAMIENTO DEL GASTO MEDIDO EN UN TUNEL QUE PENETRO UNA ZONA DE MAYOR PERMEABILIDAD.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

DISEÑO DE ACCESOS SUBTERRANEOS

ING ALBERTO S. MENACHE VARELA

JULIO, 1982



Proyectos Especializados de Ingenieria, S.C.

CURSO MECANICA DE ROCAS
APLICADA A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION.

DISEÑO DE ACCESOS SUBTERRANEOS.

ING. ALBERTO S. MENACHE VARELA,
DIRECTOR GENERAL,
PROYECTOS ESPECIALIZADOS DE
INGENIERIA, S.C.

Pennsylvania No. 151-A-EUZ Col. Parque San Andrés Coyoacán,
Tel. 544-34-23 y 544-35-87

DISEÑO DE ACCESOS A MINAS DE CARBÓN SUBTERRANEAS.

LA PONENCIA QUE SE PRESENTA A CONTINUACION TIENE COMO OBJETIVO MOSTRAR LOS ASPECTOS QUE DEBEN SER CONSIDERADOS EN EL DISEÑO DE ACCESOS A UNA MINA DE CARBÓN. ESTOS PUEDEN CLASIFICARSE DEL SIGUIENTE MODO:

- A) - UBICACION DEL MANTO DE CARBÓN.
- B) - TOPOGRAFIA.
- C) - COLECCION DE DATOS GEOLOGICOS Y GEOMORFOLOGICOS.
- D) - PRESENTACION DE LA INFORMACION GEOLOGICA Y CLASIFICACION MECANICA DE LAS ROCAS.
- E) - ESPUEZOS ALREDEDOR DE LAS EXCAVACIONES.
- F) - RESISTENCIA DE LA ROCA Y DE LA MASA ROCOSA.
- G) - MECANISMOS DE FALLA EN EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.
- H) - TIPOS DE ACCESOS Y CRITERIOS DE DISEÑO.
- I) - EMPLEO DE EXPLOSIONES.
- J) - INSTRUMENTACION.

A CONTINUACION SE PROCEDERA A COMENTAR CADA UNO DE ESTOS PUNTOS.

a) - UBICACION DEL MANTO DE CARBÓN.

ES DE PRIMORDIAL IMPORTANCIA CONOCER LA ZONA Y LA PROFUNDIDAD A QUE SE ENCUENTRA EL MANTO DE CARBÓN. EL CONOCIMIENTO DEL AREA GEOGRAFICA DARA UN PRIMER INDICIO DE LA GEOLOGIA REINANTE Y DEL GRADO DE SIMPLICIDAD DE LA REGION. ELLO PERMITIRA ELABORAR UN MEJOR PROGRAMA DE EXPLORACION DE LA MASA ROCOSA ASI COMO BUSCAR LA INFORMACION PERTINENTE QUE PERMITA EVALUAR LAS VARIABLES QUE PRESENTA EL DISEÑO DEL ACCESO. ASIMISMO ES NECESARIO TENER EN CUENTA OTROS FACTORES COMO SON CLIMA, VEGETACION, REGIMEN DE LLUVIAS E INTENSIDAD DE ESTA ULTIMA, YA QUE TODOS ELLOS CONTRIBUYEN A COMPLEMENTAR LA INFORMACION QUE SE VAIA OBTENIENDO SOBRE LOS PLANOS DE AGUA SUBTERRANEA EN CASO DE QUE EXISTA POR ARRIBA DE LA PROFUNDIDAD DEL MANTO.

ES INDISPENSABLE CONTAR CON LOS PLANOS DE CONFIGURACION DEL MANTO, YA QUE SI ESTE SE ENCUENTRA EN UNA ZONA QUE SUPLE FUERTE TECTONISMO, ES PROBABLE

SE ENCONTRAN BLOQUES FUERTEMENTE DESPLAZADOS QUE LLEVEN A SOGERIR VARIOS ACCESOS EN VEZ DE UNO SOLO.

b) TOPOGRAFIA:

EN ESTE REGLON SE ANALIZARAN LOS ACCIDENTES TOPOGRAFICOS DE IMPORTANCIA COMO SON:

- DRENAJE NATURAL.
- POSICION DE RIOS O ARROYOS CERCANOS.
- ALTIMETRIA Y PLANIMETRIA.

UNA REGION MUY MONTAÑOSA CON FUERTES DIFERENCIAS DE NIVELES REPRESENTADA POR UNA TOPOGRAFIA ABRUPTA, SERA INDICIO DE TECTONISMO RECIENTE, DONDE TENDRIA PUEDES EXISTIR IMPORTANTES RESERVORES SUBTERRANEOS.

LAS POSICIONES MUY CERCANAS A RIOS PERENES PODRAN INDICAR FUENTES FLUJOS DE AGUA SUBTERRANEA O INCLUSO EL DESBORDAMIENTO DEL RIO.

c) COLECCION DE DATOS GEOLOGICOS E HIDROLOGICOS.

DEBIDO AL CARACTER DE ESTA POTENCIA, DESDE ESTE MOMENTO SE HARA REFERENCIA EXCLUSIVAMENTE A TIPOS DE ACCESO A MINAS SUBTERRANEAS DEJANDO PENDIENTE LA ABERTURA DE TAJOS A CIELO ABIERTO.

DURANTE LAS EXPLORACIONES DE PROSPECCION DEL CARBON SE ACOSTUMBRA AVANZAR POR MEDIO DE UN SONDEO DESTRUCTIVO CON BROCA TRICORNICA HASTA UNOS METROS POR ARRIBA DEL NUDO Y DESPUES CAMBIAR A UN SONDEO CON RECUPERACION, PARA EXTRAER LAS MUESTRAS DE CARBON Y CUANTIFICAR SUS ESPESORES.

AL PARECER ESTE TIPO DE SONDEO COMBINADO CON LA GEOFISICA, RESULTA SER EL MAS APROPIADO, PERO SE OLVIDA QUE PARA LLEGAR AL CARBON SERA NECESARIO CONSTITUIR UN ACCESO AL MISMO.

DESDE UN PUNTO DE VISTA ECONOMICO, NO SIEMPRE EL CENTRO GEOMETRICO DE LA MINA ES EL SITIO APROPIADO PARA LA UBICACION DEL ACCESO. A VECES EXISTEN CONDICIONES GEOLOGICAS O GEOTECNOLÓGICAS QUE PUEDEN COMPLICAR Y ENCARDECER

EL PROYECTO EXTRAORDINARIAMENTE Y QUE QUIZAS CON UN SENCILLO DESPLAZAMIENTO POR QUERO O ROTACION DEL EJE PODRIAN EVITARSE.

POR ELLO SERIA ALTAMENTE RECOMENDABLE QUE CUANDO MENOS 1 DE CADA 10 o 15 BOMBOS DE PROSPECCION SE INICIASAN CON MUESTRO CONTINUO DESDE SUPERFICIE Y DE ESTA FORMA SE CLASIFICAN AREAS E IDENTIFICANDO PROBLEMAS. ESTO AYUDARA A SELECCIONAR EL SITIO OPTIMO PARA EL EMPLEAMIENTO DEL ACCESO EN FORMA CONJUNTA CON LAS NECESIDADES DE LA MINA.

COMO SE VIO EN EL INCISO "A", SE CUENTA CON CARACTERISTICAS EXTERNAS QUE SIRVEN DE INDICIOS PARA AUXILIAR EN LA LOCALIZACION DEL ACCESO, POR ELLO ES RECOMENDABLE OBTENER LOS PARES ESTEREOSCOPICOS DEL AREA Y SI ES FACTIBLE REALIZAR UN VUELO A BAJA ALTURA YA SEA DE PREFERENCIA EN HELICOPTERO O EN SU DEFECTO EN AVIONETA.

UNA VEZ REUNIDA ESTA INFORMACION SE ENRIQUEZCA EL ACERVO DE CONOCIMIENTOS CON UN CAMINAMIENTO DONDE SE ANALICEN A DETALLE LOS ASPECTOS MAS RELEVANTES.

CON LA INFORMACION RECOPIADA Y SI SE CONTO CON ALGUNOS SONDEOS PREVIOS EN EL AREA, COMO LOS YA RECOMENDADOS CON RECUPERACION CONTINUA, SE TENDRA UN PANORAMA MAS FIEL DEL TERRENO A PERFORAR Y DE ESTA FORMA SE PODRA HACER UNA PRIMERA EVALUACION ECONOMICA Y DECIDIR SI ES MAS CONVENIENTE UN TIPO INCLINADO O UNO VERTICAL.

EL PASO SIGUIENTE CORRESPONDERA A LA ELABORACION DEL PROGRAMA DE EXPLORACION DE DETALLE DONDE SE PRETENDERA DETERMINAR LA ESTRATIGRAFIA ASI COMO LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA LLEGAR A FORMAR UN PERFIL GEOMECANICO.

EL PROGRAMA DE EXPLORACION DE DETALLE DEBERA INCLUIR LOS SIGUIENTES ASPECTOS:

1. TRABAJOS DE CAMPO:

- 1.- EXPLORACION CON MUESTRO MIXTO DE PENETRACION ESTANDAR Y MUESTRO INALTERADO (SHELBY O DENISON) EN LAS CAPAS DE SUELO.
- 2.- MUESTRO CON BARRIL DOBLE O TRIPLE GIRATORIO CON BROCA DE DIAMANTE CUYO DIA METRO MINIMO SERA EL "8".
- 3.- PRUEBAS DE PERMEABILIDAD PUNTUALES EN LOS ESTRATOS QUE FUNCIONEN COMO ACUIFEROS, ESTOS PODRAN SER TIPO LEFRANC O LUZON DE ACUERDO AL TIPO DE TERRENO.

6.- REGISTRO DE RESISTIVIDAD Y POTENCIAL NATURAL EN CASO DE EXISTENCIA DE ACUIFEROS.

3.- PRUEBAS DE BOMBEO EN CASO DE QUE EXISTA EL ACUIFERO Y SEA DE IMPORTANCIA.

6.- DETERMINACION DEL α DE RECUPERACION Y DEL R.Q.D.

7.- REGISTROS DE VELOCIDAD DE PENETRACION, PRESION SOBRE LA BARRA Y PAR DE TORSION.

LOS SONDEOS DEBERAN ESPACIARSE A CADA 30 M. CUANDO SE TRATA DE TIERRAS INCLINADAS, EN ZONAS DE SUELO BLANDO O DE ACUIFEROS. CUANDO SE ESPERE ESTRATIGRAFIA MAS O MENOS UNIFORME EN ROCA, PODRAN SEPARARSE A CADA 150 M. Y CERRAR EN CASO NECESARIO. EN ZONAS DE FALLAS DEBERAN HACERSE BARREROS ADICIONALES Y DE PREFERENCIA INCLINADOS.

EN CASO DE REALIZAR PRUEBAS DE BOMBEO, ESTAS SERAN DE LARGA DURACION (72 HRS. MINIMO) Y SE DISPONDRAN POZOS DE OBSERVACION EN FORMA RADIAL AL POZO DE BOMBEO CUANDO MENOS EN TRES DIRECCIONES PARA OBSERVAR LA CONFIGURACION DEL CONO DE ASATAMIENTO.

SI EN EL SISTEMA INTERVIENEN VARIOS ESTRATOS DE PROPIEDADES DISTINTAS CONVENIRA INSTALAR PIEZOMETROS MUTUALES EN CADA UNO DE ELLOS, YA SEAN NEUMATICOS O ABERTOS, SEGUN LAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO.

II. TRABAJOS DE LABORATORIO,

CON LAS MUESTRAS OBTENIDAS DE LOS BARREROS SE PROCEDERA A REALIZAR LOS SIGUIENTES ENSAYES:

1.- CLASIFICACION VISUAL Y OBTENCION DEL CONTENIDO NATURAL DE AGUA.

2.- LIMITES DE CONSISTENCIA EN SUELOS O ROCAS ARCILLOSAS QUE DEBERAN SER PREVIA MENTE MOLIDAS Y CRIBADAS POR LA MALLA 40.

3.- PESO VOLUMETRICO.

4.- GRANULOMETRIAS EN PUNTOS DE GRAVA Y ARENA.

5.- POROSIDAD.

6.- PORCENTAJE DE ALTERACION.

7.- RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE, OBTENIENDO MODULO DE ELASTICIDAD.

8.- RESISTENCIA EN PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA EN LOS ESTRATOS DEL SUELO.

9.- PRUEBA A LA TENSION UNIAxIAL

CUANDO EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO ES A BASE DE CONCRETO ARMADO, EN EL DISEÑO DE INTERACCION INTERVIENE TANTO EL MODULO DE ELASTICIDAD DE LA ROCA COMO DEL CONCRETO.

EL MODULO OBTENIDO EN LABORATORIO NO ES EL ADQUIRIDO YA QUE SE OBTUVO DE UNA MUESTRA SANA Y NO DE LA MASA QUE SE ENCUENTRA AFECTADA POR SUS DISCONTINUIDADES. POR ELLO ES RECOMENDABLE LA OBTENCION APROPIADA DEL MODULO DEL MACEDO, QUE AUNQUE ES UNA PRUEBA CARA, PUEDE LLEGAR A REPRESENTAR UN AHORRO CONSIDERABLE EN EL COSTO DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO.

PARA LA OBTENCION DE ESTE MODULO HAY VARIOS CAMINOS:

A) GEOFISICA SUPERFICIAL CUANDO LA COMPOSICION Y ACOMODO DE LOS ESTRATOS ASI LO PERMITA.

B) GEOFISICA ENTRE LOS BARREROS ADYACENTES DE LOS UTILIZADOS EN LA EXPLORACION DE DETALLE. EN ESTE CASO SE COLOCARA EN UNO DE ELLOS CARGAS EXPLOSIVAS EN CADA UNO DE LOS ESTRATOS Y EN EL OTRO SONDEO SE INSTALARAN LOS GEOFONOS QUE MIDAN LA VELOCIDAD DE TRANSMISION DE LA ONDA. ESTA PRUEBA DARA TAMBIEN UNA IDEA DEL GRADO DE FRACTURAMIENTO DEL MACEDO AL COMPARAR LAS VELOCIDADES OBTENIDAS CON LAS LEIDAS EN PRUEBAS DE LABORATORIO EFECTUADAS EN MUESTRAS SANAS DEL MISMO MATERIAL.

C) PRUEBAS DE PLACA REALIZADAS EN SOCAYONES EXCAVADOS EN UNA DE LAS PAREDES DEL ACCESO DURANTE LA CONSTRUCCION DE ESTE ULTIMO, EN LA ETAPA DE AORRE PRIMARIO.

D) PRESENTACION DE LA INFORMACION GEOLOGICA Y CLASIFICACION MECANICA DE LAS ROCAS.

EN ESTE APARTADO UNICAMENTE SE PRETENDE DAR UNA IDEA DE ALGUNA DE LAS FORMAS EN QUE SE PUEDE PRESENTAR LA INFORMACION GEOLOGICA OBTENIDA DURANTE EL PROCESO DESCRITO CON ANTERIORIDAD.

EL INFORME DEBERA CONTENER LOS SIGUIENTES PUNTOS:

- PLANO GEOLOGICO REGIONAL.
- PLANO DE USO DEL SUELO.
- PLANO TOPOGRAFICO REGIONAL CON CURVAS DE NIVEL A CADA 10 O 20 M.
- PLANO TOPOGRAFICO DEL AREA DE LA MINA CON CURVAS DE NIVEL A CADA 5 M.
- INFORME GEOLOGICO QUE INCLUYA GEOLOGIA HISTORICA, GEOMORFOLOGIA Y GEOLOGIA ESTRUCTURAL.
- ROSETA DE FRACTURAS.
- ROSETA DE DENSIDAD Y DIRECCIONES DEL DRENAJE SUPERFICIAL.
- ROSETA DE ALINEACION DE CONCENTRACIONES DE VEGETACION.
- INFORME QUE INCLUYA CARACTERISTICAS CLIMATOLOGICAS E HIDROLOGICAS ASI COMO FAUNA Y FLORA.

- FOTOGRAFIAS TOMADAS DURANTE LOS CAMINAMIENTOS.
- FOTOGRAFIAS OBTENIDAS DURANTE EL RECORRIDO AEREO.
- FOTOGRAFICO FOTOGEOLOGICO HECHO CON LOS PARES ESTEREOSCOPICOS.
- REGISTRO DE LOS SONDEOS DONDE SE INCLUYA:

COLUMNA ESTRATIGRAFICA,
GAMA DE COLORES,
DESCRIPCION LITOLOGICA,
% DE RECUPERACION.

R.O.D.

VARIACION DE LA PERMEABILIDAD CON LA PROFUNDIDAD.
VARIACION DEL PESO VOLUMETRICO CON LA PROFUNDIDAD.
VARIACION DE RESISTENCIA Y MODULO DE ELASTICIDAD CON LA PROFUNDIDAD.
VARIACION DEL INDICE DE ALTERACION.
ZONAS DE PERDIDA DE AGUA.
ZONAS DONDE BAJO SOLA LA HERRAMIENTA.
REGISTRO DE PRESION, VELOCIDAD Y TORSION.

- PRESENTACION DE LOS RESULTADOS DE LABORATORIO.
- BLOQUE DIAGRAMATICA DEL AREA DE LA MINA.
- PERFIL GEOMECANICO A LO LARGO DEL EJE DEL ACCESO.

PARA LA ELABORACION DE ESTE PERFIL DEBE HACERSE CON ANTERIORIDAD LA CLASIFICACION DE LA ROCA DESDE UN PUNTO DE VISTA MAS INGENIERIL QUE GEOLOGICO. PARA ELLO EXISTEN VARIOS SISTEMAS, SE MENCIONARAN TRES DE ELLOS QUE A CONSEJACION DEL AUTOR SON MUY COMPLETOS Y PERMITEN TENER UNA BUENA IDEA DE LA CALIDAD DEL TERRENO.

EL PRIMERO ES EL PROPUESTO POR DEERS Y MILLER, Y QUE BASADO EN LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Y EL MODULO TAMBIEN PARA EL 50% DEL ESFUERZO DE RUPURA, CLASIFICAN A LA ROCA BASA DESDE UN PUNTO DE VISTA MECANICO DE RESISTENCIA Y DE FORMABILIDAD.

LOS OTROS DOS SISTEMAS SE ENFOCAN A DESCRIBIR LA CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO EN CONJUNTO. ESTOS SISTEMAS SON EL CSIR (SOUTH AFRICAN CONCIL FOR SCIENTIFIC AND INDUSTRIAL RESEARCH) PROPUESTO POR BIENIANSKI, Y EL NGI (NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE) PROPUESTO POR BARTON. EL AUTOR PROPONE UTILIZAR EL CSIR PARA CUALQUIER TIPO DE OBRA Y EL NGI EXCLUSIVAMENTE EN CASO DE TUNELES. AMBOS SISTEMAS SE APOYAN EN EL R.O.D. DE LA ROCA, RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE, EL ESPACIAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES, LAS CONDICIONES DE SUCCESIDAD O RELLENO DE LAS FISURAS, EL NUMERO DE FAMILIAS DE FISURAS, LA ORIENTACION DE LAS FRACTURAS CON RESPECTO A LA ESTRUCTURA Y LAS CONDICIONES DE FALDO DE AGUA. DE ESTA FORMA LA ROCA ES CLASIFICADA DE 1 A 100 Y SE LE ASIGNA UNA CALIDAD.

LAS TRES CLASIFICACIONES SE COMPLEMENTAN, POR LO CUAL ES RECOMENDABLE OBTENERLAS. UNA VEZ CLASIFICADA LA ROCA, ESTOS SISTEMAS PRESENTAN -- TABLAS DONDE SE INDICAN LOS PROBABLES PROBLEMAS A AFRENTAR Y UN PRIMER INDICIO DEL TIPO DE ADEMS A EMPLEAR.

ESTO DEBE TOMARSE EXCLUSIVAMENTE COMO RECOMENDACION YA QUE HAY QUE ANALIZAR A FONDO LA GEOMETRIA DE LAS DISCONTINUIDADES.

LAS DIVERAS FAMILIAS DE FRACTURAS PUEDEN PRESENTAR NUMEROSAS COMBINACIONES QUE HAY QUE ESTUDIAR PARA ENCONTRAR LA MAS DESFAVORABLE. ESTE ESTUDIO PUEDE HACERSE MATEMATICAMENTE A TRAVES DE UN ANALISIS VECTORIAL TRIDIMENSIONAL O EN FORMA GRAFICA BASANDOSE EN LA TECNICA DE PROYECCION ESTEREOGRAFICA, YA SEA EN PROYECCION DE AREAS IGUALES O DE ANGULOS IGUALES. POR ELLO EN LA EXPLORACION GEOLOGICA DEBERA PRESENTARSE UN DIAGRAMA DE SCHMIDT O WULF PARA PODER TRABAJAR CON LOS ESTEREOGRAMAS.

EL ESFUERZO ALREDEDOR DE LAS EXCAVACIONES.

LOS ESFUERZOS QUE EXISTEN EN LA MASA DE ROCA INTACTA SON LOS DESIDOS AL PESO PROPIO DE LOS MATERIALES SOBRE EL ESTRATO EN ESTUDIO Y LOS ESFUERZOS RESIDUALES DE ORIGEN TECTONICO QUE PUDIERAN AUN EXISTIR. EL CAMPO DE ESFUERZOS SE VE ALTERADO POR LA CREACION DE UNA EXCAVACION SUBTERRANEA Y, EN ALGUNOS CASOS, ESTA ALTERACION INDUCE ESFUERZOS QUE LLEGAN A SOBREPASAR LA RESISTENCIA DE LA ROCA. EN ESTOS CASOS LA FALLA DE LA ROCA ADYACENTE A LAS FRONTERAS DE LA EXCAVACION, CONDUCE A UNA INESTABILIDAD QUE PUEDE TOMAR LA FORMA DE UN CIERRE GRADUAL DE LA EXCAVACION, DESPRENDIMIENTOS DEL TECTO, DESLIZAMIENTO DE LAS PAREDES Y EN OCASIONES DEL ESTALLAMIENTO DE LA ROCA.

LOS ANALISIS QUE SE ACOSTUMBRA HACER SON DEL TIPO ELASTICO, POR CARECER DE HERRAMIENTAS SUFICIENTES PARA HACER ANALISIS CONFIABLES DESDE EL PUNTO DE VISTA PLASTICO O CONSIDERANDO LA COMPONENTE VISCOSA. ACTUALMENTE YA SE COMIENZA A INTEGRAR ESTE TIPO DE ANALISIS EN DEPOSITOS HOMOGENEOS DE SUELOS BLANDOS UTILIZANDO POR EJEMPLO EL MODELO DE BURGELLE.

LOS ESFUERZOS QUE SE PRESENTAN DEPENDERAN DE LA PROFUNDIDAD DE LA EXCAVACION, DEL ESTADO DE ESFUERZOS RESIDUALES, DE LA GEOMETRIA DE LA SECCION TRANSVERSAL Y DE LA PROXIMIDAD A EXCAVACIONES CERCANAS ENTRE OTRAS. ESTE ULTIMO ASPECTO ES DE IMPORTANCIA FUNDAMENTAL EN MINAS DE CARBON EN QUE NOCEAS VECES SE LLE-

VAR TUNELES INCLINADOS PARALELOS Y ES NECESARIO ESTUDIAR EL PILAR INTERMEDIO. LO MISMO SUCEDE EN LA ZONA DE PLANCHAS DONDE SE CUENTA CON UNA RETICULA DE CORRES DOSES.

CON RESPECTO A LA FORMA DE LA SECCION, LAS ESQUINAS RECTAS PRODUCEN FUERTES CONCENTRACIONES DE ESFUERZOS, POR LO QUE ES MEJOR EVITARLAS. LAS SECCIONES CURVAS PERMITEN UNA REDUCCION DEL CLARO A SALVAR Y FAVORECEN EL ARQUEO DEL MATERIAL REDUCIENDO LA DEFORMACION DEL MISMO Y FAVORECIENDO EL APROVECHAMIENTO DE LA RESISTENCIA AL CORTE, PROPIA DE LA ROCA.

EL METODO DEL ELEMENTO FINITO ES AHORA UNA DE LAS MAS POPULARES Y PODEROSAS HERRAMIENTAS DISPONIBLES PARA EL ANALISIS DE ESFUERZOS, SIN EMBARGO LA TECNICA TIENE CIENTAS DESVENTAJAS. CUANDO SE REQUIERE REFINAMIENTO DEL ESTADO DE ESFUERZOS ALREDEDOR DEL PERIMETRO DE LA EXCAVACION O SE DESEA ANALIZAR PROBLEMAS DE GRAN ESCALA, EL ESFUERZO PARA PREPARAR LOS DATOS DE ENTRADA, LA DEMANDA EN ALMACENAMIENTO DE LA COMPUTADORA Y EL COSTO DE LA MISMA PUEDE LLEGAR A SER CONSIDERABLE. ALGUNOS DE ESTOS PROBLEMAS PUEDEN SER ALIVIADOS POR EL USO DE LA TECNICA ALTERNATIVA DENOMINADA METODO DE ELEMENTOS DE FRONTERA.

F) RESISTENCIA DE LA ROCA Y DE LA MASA ROCOSA.

LAS EXCAVACIONES BOMERAS SE VEN MAS FUERTEMENTE INFLUENCIADAS POR LAS CONDICIONES ESTRUCTURALES Y EL GRADO DE INTERPERMEACION DE LA MASA ROCOSA. LAS EXCAVACIONES PROFUNDAS DEPENDEN MAS DE LA RESPUESTA DE LA MASA AL CAMPO DE ESFUERZOS INDUCIDOS ALREDEDOR DE LA EXCAVACION.

DE FORMA DE PODER UTILIZARLOS COMO CONOCIMIENTOS DE LOS ESFUERZOS INDUCIDOS ALREDEDOR DE UNA EXCAVACION SUBTERRANEA ES INDISPENSABLE POSEER UN CRITERIO O UNA SERIE DE REGLAS QUE PERMITAN PREDICIR LA RESPUESTA DE LA MASA DE ROCA A UN CAMPO DE ESFUERZOS PROVOCADO.

LOS PROCESOS DE SARRADACION Y EXPLOSION O EL USO DE MAQUINAS EXCAVADORAS SE SUCEDEN MUY FUERTEMENTE INFLUENCIADAS POR LOS ESFUERZOS DE LA ROCA INTACTA.

TOMANDO TODOS ESTOS FACTORES EN CUENTA, PUEDE VERSE QUE EL CRITERIO DE FALLA DE LA ROCA DEBIDO DEBE SATISFACER LOS SIGUIENTES REQUISITOS:

- DEBERA DESCRIBIR ADECUADAMENTE LA RESPUESTA DE UNA MUESTRA DE ROCA INTACTA A TODO EL RANGO DE CONDICIONES DE ESFUERZOS QUE SE ENCONTRARAN EN LA EXCAVACION, ESTE RANGO DE CONDICIONES VA DESDE PRUEBAS AXIALES DE TENSION HASTA PRUEBAS TRIAXIALES DE COMPRESION.
- DEBERA SER CAPAZ DE PREDICIR LA INFLUENCIA DE UNA O MAS FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES, ESTE COMPORTAMIENTO PUEDE SER ALTAMENTE ANISOTROPICO Y DEPENDERA DE LA INCLINACION DE LAS DISCONTINUIDADES CON LA DIRECCION DE LOS ESFUERZOS APLICADOS.
- DEBERA PROPORCIONAR ALGUNA FORMA DE EVALUACION, AUNQUE SEA APROXIMADA, PARA EL COMPORTAMIENTO A GRAN ESCALA DE LA MASA DE ROCA CONTENIENDO VARIOS SISTEMAS DE FRACTURAS.

UN CRITERIO EMPIRICO ES EL SIGUIENTE:

LA TEORIA PROPUESTA POR GRIFFITH Y MODIFICADA POR MC CLINTOCK Y WALKER FORMAN LA BASE PARA EL DESARROLLO DE LA TEORIA DE FALLA EMPIRICA PRESENTADA EN ESTA PONENCIA.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m(\sigma_1 \sigma_3) + S \sigma_c^2}$$

DONDE

σ_1 = ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR A LA FALLA.

σ_3 = ESFUERZO PRINCIPAL MENOR APLICADO AL ESPECIMEN.

σ_c = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE.

m y S = CONSTANTES QUE DEPENDEN TANTO DE LAS PROPIEDADES DE LA ROCA COMO DEL GRADO DE FRACTURAMIENTO ALCANZADO ANTES DE QUEDAR SUJETA A LOS ESFUERZOS

ADENAS

$$\sigma_{cs} = \sqrt{S \sigma_c^2}$$

PARA LA ROCA INTACTA ($\sigma_3 = \sigma_c$ y $S=1$), PARA ROCA PREVIAMENTE FRACTURADA.

$$S < 1$$

LA RESISTENCIA A LA TENSION AXIAL

$$\sigma_c = \frac{1}{2} \sigma_c (m - \sqrt{m^2 + 4S})$$

ADICIONALMENTE A LA RELACION ENTRE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES MAYOR Y MENOR, AVECES ES CONVENIENTE EXPRESAR EL CRITERIO DE FALLA EN TERMINOS DEL CORTANTE Y EL ESFUERZO NORMAL ACTUANTE EN UN PLANO INCLINADO A UN ANGULO β A LA DIRECCION DEL ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR. CUANDO LA INCLINACION β DE LA SUPERFICIE DE FALLA ES CONOCIDA, LOS ESFUERZOS NORMALES Y CORTANTES PUEDEN DETERMINARSE DIRECTAMENTE DE LA ECUACION:

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta$$

$$\sigma = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta$$

CUANDO SE PRUEBA UN MATERIAL ISOTROPICO, USUALMENTE SE SUPONE QUE LA RELACION ENTRE LOS ESFUERZOS NORMAL Y CORTANTE QUEDA DEFINIDA POR LA ENVOLVENTE DEL CIRCULO DE MOHR. BAJO ESTAS CONSIDERACIONES SE SUPONE QUE LA INCLINACION β DE LA SUPERFICIE DE FALLA ESTA DETERMINADA POR LA NORMAL A LA ENVOLVENTE DE FALLA, ESTA SUPOSICION ESTA PROBABLEMENTE SOBRESIMPLIFICADA.

BALMER DERIVO UNA RELACION GENERAL ENTRE LOS ESFUERZOS NORMAL Y CORTANTE Y LOS ESFUERZOS PRINCIPALES A LOS CUALES LA FALLA DE ESPECIMENES ISOTROPICOS OCURREN.

$$\tau = \sigma_3 \cdot \frac{\tau_m^2}{\sigma_m + m \sigma_c / 4} \\ \tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sqrt{1 + m \sigma_c / 4 \sigma_m}$$

DONDE

$$\sigma_m = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3)$$

y

$$\sin 2\beta = \frac{\tau}{\sigma_m}$$

EXISTEN MUCHAS VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA DE UN ESPECIMEN DE ROCA Y DEBEN DE SER EVALUADAS, SIN INJARDO POR EL MOMENTO QUEDAN FUERA DEL ALCANCE DE ESTA PONENCIA.

G) MECANISMOS DE FALLA EN EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.

EN LOS ACCESOS A MINAS SUBTERRANEAS DE CARBON LA MAYORIA DE LAS VECES COINCIDEN EN QUE COMIENZAN EN EL TERRENO SUPERFICIAL Y SE VAN PROFUNDIZANDO CON SU LONGITUD. POR ELLO ATRAVIESAN POR UNA GAMA DE MATERIALES EN DONDE LAS CONDICIONES DE ESFUERZO Y PROPIEDADES MECANICAS VARIAN. EN FORMA GENERAL PODRIA DECIRSE QUE A POCA PROFUNDIDAD, EN MATERIALES QUE PUEDEN CLASIFICARSE COMO SUELOS O ALTAMENTE ALTERADOS Y POR TANTO DE MALA CALIDAD LOS PROBLEMAS SE ENCUENTRAN GENERALMENTE ASOCIADOS A SUELOS QUE TIENDEN A FLUIR HACIA LA EXCAVACION, PERO SIGNIFICA QUE LAS TECNICAS DE TUNELES DEBERAN ESTAR ENFOCADAS A CORTAR Y RECIBIR INMEDIATAMENTE EL TERRENO QUE SE ENCUENTRA DETRAS DEL TUNEL.

AL PROFUNDIZARSE MUCHAS VECES EL CONSTRUCTOR SE ENFRENTA A ROCAS FRACTURADAS EN FORMA DE BLOQUES Y LOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD VIENEN ASOCIADOS A DESPRENDIMIENTOS POR GRAVEDAD DE LOS BLOQUES SITUADOS EN LA CIIAVE Y PAREDES. LOS ESFUERZOS EN LA ROCA A POCA PROFUNDIDAD SON LO SUFICIENTEMENTE BAJOS QUE NO TIENEN GRAN IMPORTANCIA EN LOS PROCESOS DE FALLA LOS CUALES ESTAN CONTROLADOS POR LA GEOMETRIA DEL TUNEL Y DE LAS DESCONTINUIDADES DE LA ROCA.

LAS EXCAVACIONES EN ROCA MARIVA INALTERADA CON POCAS FRACTURAS NO PRESENTAN SERIOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD. SI LOS ESFUERZOS EN LA ROCA PERIFERIAL NO PASAN DE

Chapter 7: Underground excavation failure mechanisms



Excavation in overburden soil and heavily weathered rock - squeezing and slaking ground, short stand-up time



Blocky jointed rock partially weathered - gravity falls of blocks from roof and sidewalls



Massive rock with few weathered joints - no serious stability problems



Massive rock at great depth - stress induced failures, spalling and popping with possible rockbursts

Introduction

The left hand margin sketch gives a simplified plan of the underground excavation stability problems which are encountered with increasing depth below surface.

At shallow depth in overburden soil or heavily weathered poor quality rock, excavation problems are generally associated with squeezing or flowing ground and very short stand-up times. This means that cut and cover or shallow tunnelling techniques have to be used and immediate support has to be provided immediately behind the advancing face. The stability of underground excavations in very good rock or soil will not be discussed in detail in this book and the interested reader is referred to books by Fairhurst¹⁴⁰, Lawton and Johannesson¹⁵¹ and Scott and to journals such as Tunnels and Tunnelling for details.

Stability problems in blocky jointed rock are generally associated with gravity falls of blocks from the roof and sidewalls. Rock stresses at shallow depth are generally low enough that they do not have a significant effect on this failure process which is controlled by the structural geometry of the excavation and of the rock.

Excavations in unweathered massive rock with low stresses do not usually suffer from serious stability problems. Rock stresses in the rock surrounding the excavations are less than approximately one fifth of the uniaxial compressive strength of the rock. These are generally the most favourable conditions for the creation of large unsupported openings in rock.

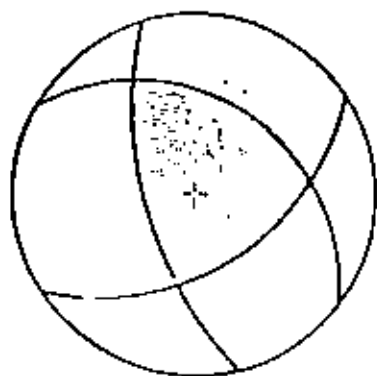
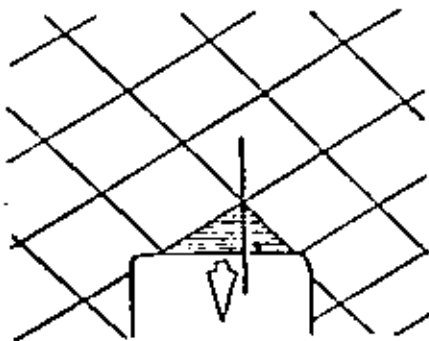
As the depth below surface increases or as a number of excavations are mined close to one another, as in room and pillar mining, the rock stress increases to a level where failure is induced in the rock surrounding the excavations. This failure can range from minor spalling or slaking of the surface rock to major rockbursts in which explosive failure of significant volumes of rock can occur.

Obviously, there are many underground situations where two or more of these failure processes can occur simultaneously. Such cases can only be dealt with on an individual basis and the discussion which follows is intended to give the reader a background to tackle the more complex failure mechanisms encountered underground.

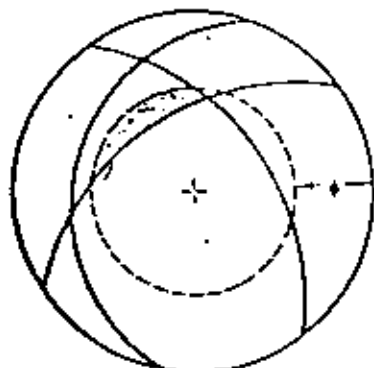
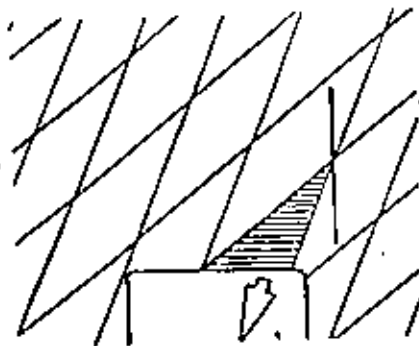
Structurally controlled failure

Figure 86 shows a tunnel through a bench in an old quarry in Wales. This tunnel was constructed approximately 100 years ago without any form of support and the shape has stabilised to conform to the structural geometry in the slate. Another example of structurally controlled failure is illustrated in figure 87 which shows the conditions in jointed hard rock in a mine in Austria.

In order that a block of rock should be free to fall from the roof or the sidewalls of an excavation, it is necessary that this block should be separated from the surrounding rock by at least three intersecting structural discontinuities.



Conditions for gravity falls of roof wedges



Conditions for sliding failure of roof wedges

Structurally controlled failure can be analysed by means of the stereographic projection technique described in chapter 4 of this book. A simple example of the application of this method is illustrated in the margin sketch which shows a wedge of rock falling from the roof of an excavation in jointed rock. A vertical line drawn through the apex of the wedge must fall within the base of the wedge for failure to occur without sliding on at least one of the joint planes.

In the stereographic plot, the vertical line through the apex of the wedge is represented by the centre point of the net and the conditions stated above are satisfied if the great circles representing the joint planes form a closed figure which contains the centre of the net.

This very simple kinematic check is useful for evaluating the potential for roof falls during preliminary studies of structural geology data which have been collected for the design of an underground excavation. The stereographic method can also be used for a much more detailed evaluation of the shape and volume of potentially unstable wedges as illustrated in figure 88.

Three planes are represented by their great circles, marked A, B and C in figure 88. The strike lines of these planes are marked a, b and c and the traces of the vertical planes through the centre of the net and the great circle intersections are marked ab, ac and bc. Suppose that a square tunnel with a span of S runs in a direction from 290° to 110° as shown in the lower part of figure 88. The directions of the strike lines correspond to the traces of the planes A, B and C on the horizontal roof of the tunnel. These strike lines can be combined to give the maximum size of the triangular figure which can be accommodated within the tunnel roof span, as shown in figure 88.

In the plan view, the apex of the wedge is defined by finding the intersection point of the lines ab, ac and bc, as shown. The height h of the apex of the wedge above the horizontal tunnel roof is found by taking a section through the wedge apex and normal to the tunnel axis. This section, marked XX in figure 88, intersects the traces a and c at the points shown and these points define the base of the triangle as seen in view XX. The apparent dips of the planes C and A are given by the angles α and β which are measured on the stereographic projection along the line XX through the centre of the net.

The volume of the wedge is given by $\frac{1}{3} h \times$ the base area of the wedge as determined from the plan view in figure 88.

If three joints intersect to form a wedge in the roof of an underground excavation but the vertical line through the apex of the wedge does not fall within the base of the wedge, failure can only occur by sliding on one of the joint surfaces or along one of the lines of intersection. This condition is represented stereographically if the intersection figure formed by the three great circles falls to one side of the centre of the net as illustrated in the lower margin drawing.

An additional condition which must be satisfied for sliding:

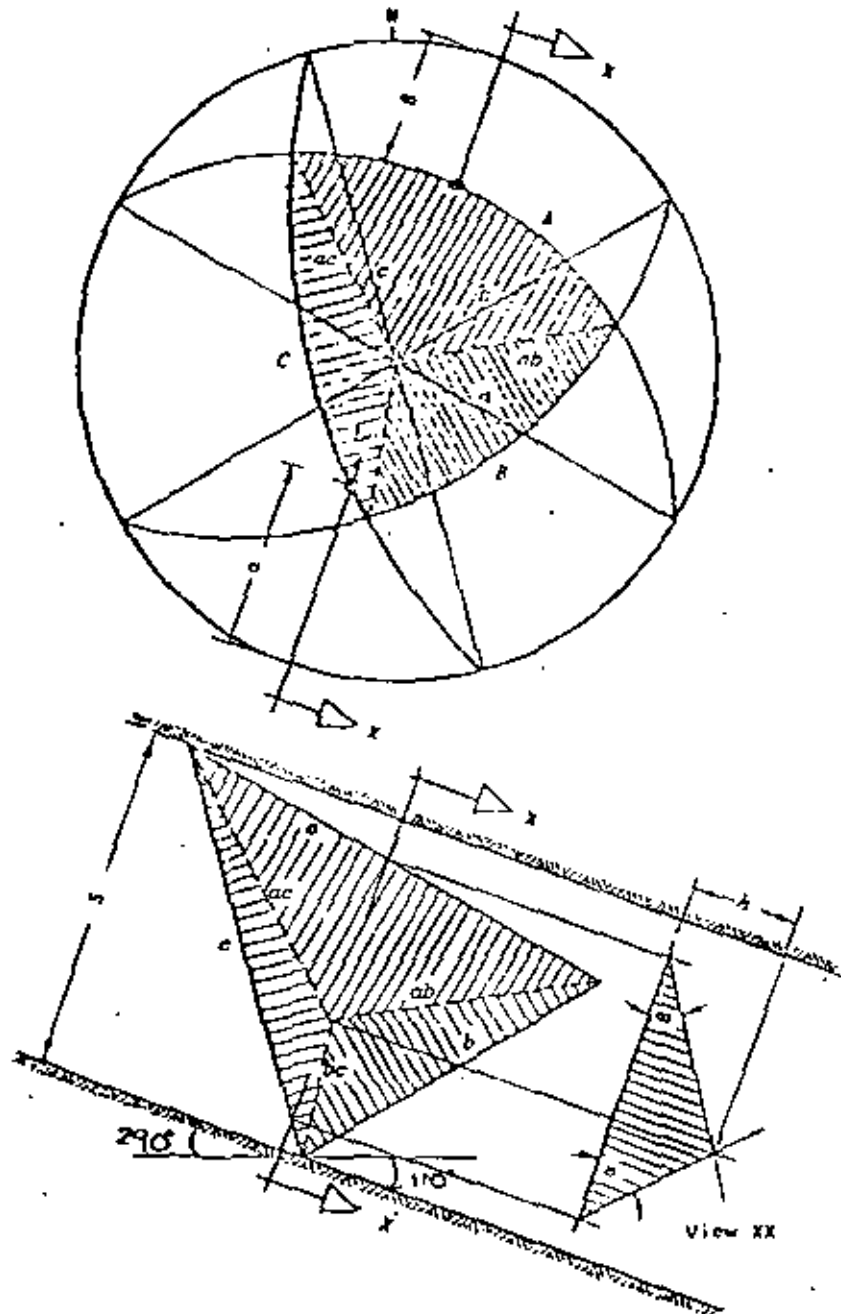


Figure 88: Supplementary construction in conjunction with a stereographic projection for the determination of the shape and volume of a structurally defined wedge in the roof of a tunnel.

1/3 DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION AXIAL SE PODRAN TENER GRANDES LONGITUDES SIN SOPORTE.

CUANDO LA PROFUNDIDAD DEBAJO DE LA SUPERFICIE SE INCREMENTA O EL NUMERO DE ESCAVACIONES VECINAS SE ACERCAN UNAS A OTRAS, COMO ES EL CASO DE LOS PILARES DENTRO DE LA MINA, LOS ESFUERZOS EN LA ROCA SE INCREMENTAN A UN NIVEL DONDE LA FALLA DE LA MISMA ES INDUCIDA SOBRE TODO EN EL PERIMETRO DE LAS EXCAVACIONES. ESTE TIPO DE FALLAS PUEDEN QUEDAR DENTRO DE UN RANGO DE PEQUEÑOS ESTALLIDOS O DESLIZAMIENTOS A ESTALLIDOS DE FUERTES PROPORCIONES.

OBVIAMENTE EXISTEN MUCHAS SITUACIONES EN QUE LAS CONDICIONES DESCRITAS PUEDEN LLEGAR A COMBIARSE.

EN ESTE PUNTO ES DONDE LOS ANALISIS DE ESFUERZOS Y LAS REPRESENTACIONES ESTEREOGRAFICAS JUEGAN UN PAPEL MUY IMPORTANTE.

UN ASPECTO MUY IMPORTANTE ES EL QUE EL AUMENTO EN EL VOLUMEN DEL MATERIAL INESTABLE PROVOCADO POR EL INCREMENTO DE LA SECCION DE EXCAVACION, ES APROXIMADAMENTE PROPORCIONAL AL AUMENTO EN AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL. DE AQUI, QUE EL COSTO DEL SOPORTE SEA PROXIMADAMENTE PROPORCIONAL AL VOLUMEN INESTABLE POR SOPORTAR. EN MUCHOS CASOS PODRIA ANTICIPARSE QUE EL COSTO DEL SOPORTE SERA PROPORCIONAL AL CUADRADO DEL LADO DE LA EXCAVACION.

A) TIPOS DE ADEME Y CRITERIOS DE DISEÑO

EL PRINCIPAL OBJETIVO EN EL DISEÑO DEL SOPORTE DE UNA EXCAVACION SUBTERRANEA ES AYUDAR A LA MASA DE ROCA A AUTOSOPORTARSE.

CONSIDERE EL EJMPLO ILUSTRADO EN LA FIGURA ANEXA EN DONDE SE MUESTRA UN TUNEL SIENDO EXCAVADO A SECCION COMPLETA MEDIANTE EL METODO DE PERFORACION Y EXPLOSIONES, CON SOPORTE DE MARCOS DE ACERO, LOS CUALES SON INSTALADOS DESPUES DE REMOVER LA REZACA. LOS ESFUERZOS HORIZONTALES Y VERTICALES SE SUPONEN IGUALES Y DE UNA MAGNITUD P_0 .

EN EL PASO 1, LA MASA DE ROCA DENTRO DE LA SECCION PROPUESTA ESTA EN EQUILIBRIO CON LA ROCA CIRCUNDANTE. LA PRESION DE SOPORTE INTERNA P_1 , ACTUANTE A TRAVES DEL PERFIL DE LA SECCION PROPUESTA ES IGUAL A LOS ESFUERZOS IN SITU P_0 (PUNTO A).

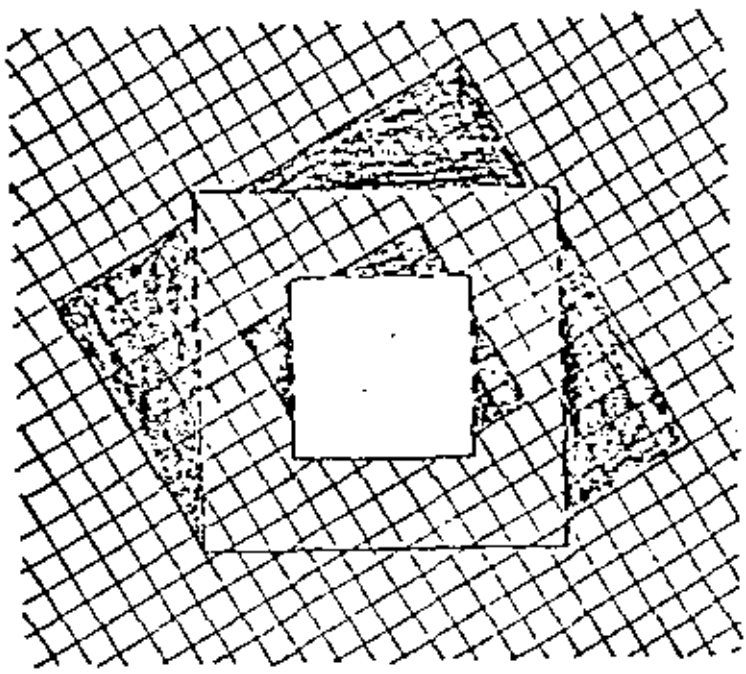


Figure 100 : Increase in unstable rock volume with increase in excavation size in example in which the excavation axis is parallel to the strike of the line of intersection of the joints.

many mines where the engineers have been surprised at the significant increase in stability problems and associated support costs involved in converting from scraper to mechanised operations. In some cases, this problem is further compounded by lack of adequate control of blasting which results in serious overbreak and a further deterioration of excavation stability.

Influence of in situ stress on structurally controlled instability

In the preceding discussion, the influence of in situ rock stress has been ignored and it has been assumed that the kinematically unstable wedges and blocks are acted upon by gravity only. This is clearly an over-simplification, particularly in the case of excavations at considerable depth or in rock masses in which the horizontal stresses are exceptionally high.

Unfortunately the current state of the art in rock mechanics does not extend to a satisfactory solution of this interactive problem and it is only possible to discuss the influence of in situ stresses in very simple terms.

EN EL PASO 2, EL FRENTE HA AVANZADO MAS ALLA DE LA SECCION X-X Y LA PRESION DE SOPORTE P_1 HA CAIDO A CERO. DE CUALQUIR FORMA EL TUNEL NO SE COLAPSARA, YA QUE LA DEFORMACION RADIAL SE ENCUENTRA LIMITADA POR LA PROXIMIDAD DEL FRENTE QUE SIGNIFICA UNA RESTRICCION IMPORTANTE. SI ESTA RESTRICCION NO EXISTIERA, UNA PRESION INTERNA DE SOPORTE, DADA POR LOS PUNTOS B Y C SE REQUERIRIA PARA LIMITAR LA DEFORMACION RADIAL AL MISMO VALOR. NOTESE QUE LA PRESION DE SOPORTE, P_1 , QUE SE REQUERIRIA PARA LIMITAR LA DEFORMACION DEL TECHO ES MAYOR QUE LA NECESARIA PARA PRODUCIR EL MISMO FENOMENO EN LAS PAREDES. ESTO SE DEBE AL PESO DE LA ZONA DE ROCA SUELTA QUE SE AÑADE A LA PRESION REQUERIDA PARA MANTENER LA DEFORMACION.

EN EL PASO 3, LA REZAGA SE HA REMOVIDO Y SE HA COLOCADO EL SOPORTE DE ACERO HASTA CERCA DEL FRENTE. EN ESTE ESTADO, EL SOPORTE NO RECIBE CARGA, COMO SE VE EN EL PUNTO D DE LA GRAFICA, PORQUE NO HAY UNA DEFORMACION ADICIONAL. ASUMIENDO QUE LA MASA DE ROCA NO EXHIBE DEFORMACIONES DEPENDIENTES DEL TIEMPO (EFECTO VISCOOSO), LA DEFORMACION RADIAL SE MANTIENE AUN DEFINIDA POR LOS PUNTOS B Y C.

EN EL PASO 4, EL FRENTE HA AVANZADO 1-1/2 DIAMETROS DE LA SECCION X-X, Y LA RESTRICCION OFRECIDA POR LA PROXIMIDAD DE LA CARA SE ENCUENTRA CONSIDERABLEMENTE REDUCIDA. ESTO CAUSARA DEFORMACIONES RADIALES ADICIONALES DE LAS PAREDES Y TECHO DEL TUNEL COMO SE INDICA POR LAS CURVAS CEG Y BPH. LA DEFORMACION DE CONVERGENCIA INDUCE CARGAS EN EL SISTEMA DE SOPORTE EL CUAL ACTUA COMO UN RESORTE RIGIDO. LA PRESION DE SOPORTE P_1 , DISPONIBLE POR EL SISTEMA DE ADEME CRECE CON LA DEFORMACION RADIAL DEL TUNEL COMO SE INDICA POR LA LINEA DEF.

EN EL PASO 5, EL FRENTE DE EXCAVACION HA AVANZADO TANTO QUE YA NO PROVEE NINGUNA RESTRICCION PARA LA MASA ROCOSA EN LA SECCION X-X. SI NO SE COLOCARA NINGUN SOPORTE, LA DEFORMACION RADIAL CRECERIA COMO SE INDICA EN LAS CURVAS MARCADAS EG X FH. EN EL CASO DE LAS PAREDES, LA PRESION REQUERIDA PARA LIMITAR DEFORMACIONES ADICIONALES SERIA 0 EN EL PUNTO G Y EN ESTE CASO, LAS PAREDES SE MANTENDRIAN EN EQUILIBRIO YA QUE NO EXISTEN FUERZAS ACUMULADAS QUE INDUZCA NUEVAS DEFORMACIONES. POR OTRO LADO, EL SOPORTE REQUERIDO PARA LIMITAR LAS DEFORMACIONES DEL TECHO PASA A UN MINIMO Y CRECE NUEVAMENTE. ESTO SE DEBE A LOS DESPLAZAMIENTOS HACIA ABAJO DE LA ROCA SUELTA EN EL TECHO.

COMO SE ILUSTRAN EN LA PARTE DE ABAJO DE LA FIGURA LA CURVA DE REACCION DEL SOPORTE DEL ADEME INTERSECTA LA CURVA DE DEFORMACION DE LA CARGA EN LOS PUNTOS E Y F. EN ESOS PUNTOS, LA PRESION DE SOPORTE REQUERIDA PARA LIMITAR MAYORES DEFORMACIONES SE ENCUENTRA EXACTAMENTE BALANCEADA POR LA PRESION DE SOPORTE PROPORCIONADA

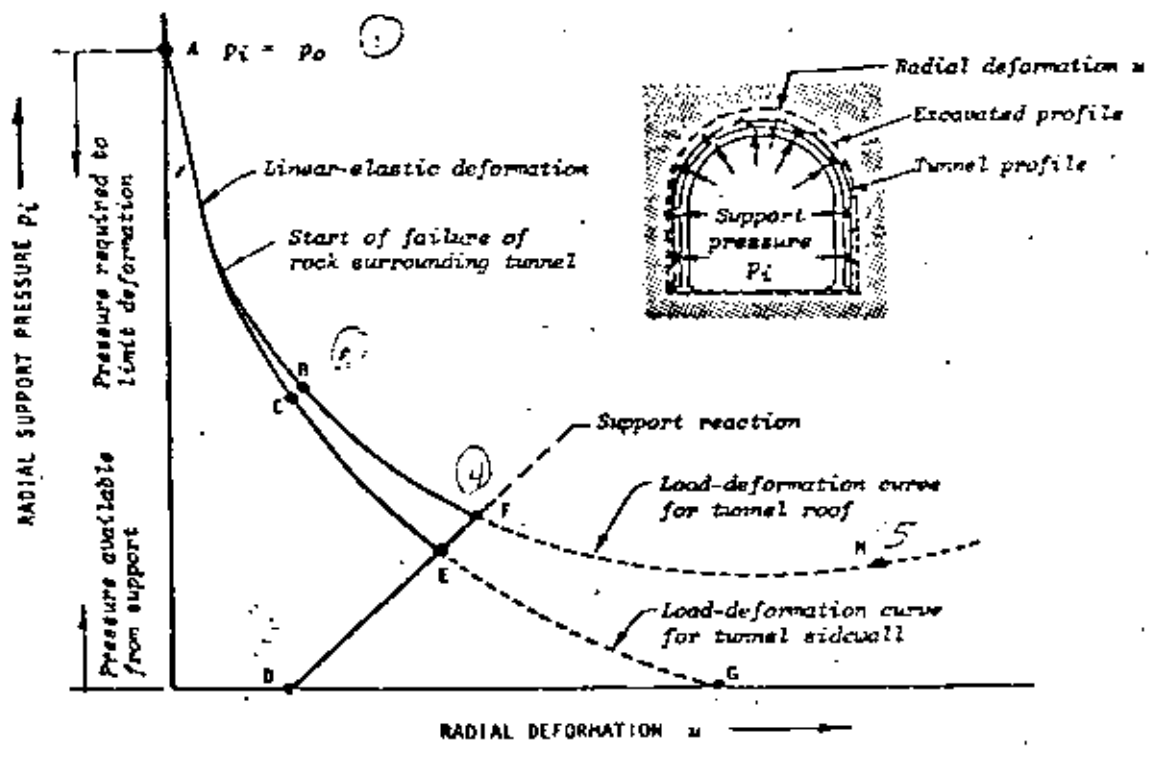
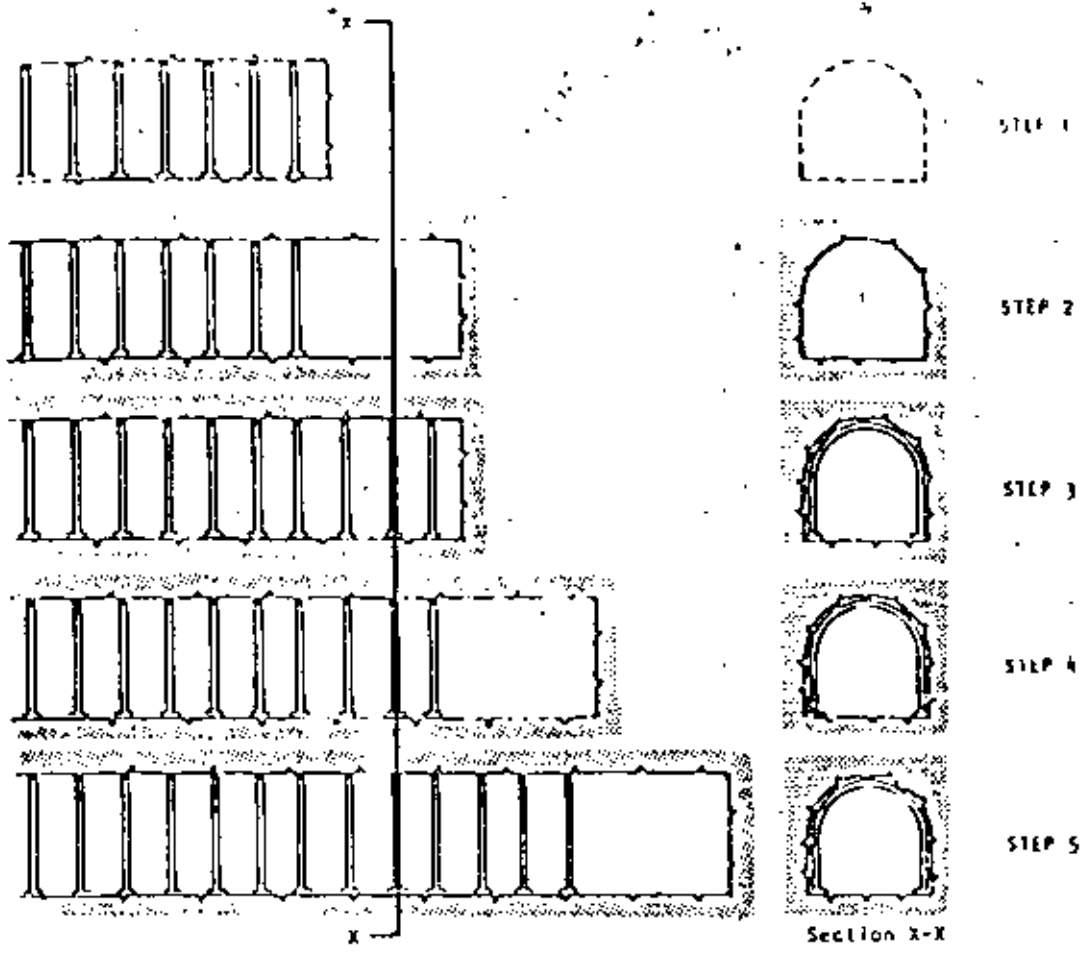


Figure 129 : Hypothetical example of a tunnel being advanced by full face drill and blast methods with blocked steel sets being installed after each mucking cycle. The load-deformation curves for the rock mass and the support system are given in the lower part of the figure. (After Daemen²⁷⁴).

POR LOS MARCOS DE ACERO Y EL TUNEL, Y POR TANTO EL SISTEMA DE SOPORTE ESTA EN POU-
LIBRE ESTABLE.

ES EFICIENTE. A TRAVES DE ESTE SIMPLE EJEMPLO CUALITATIVO, QUE EL DISEÑO RACIONAL -
DEL SISTEMA DE SOPORTE DEBE CONSIDERAR LA NATURALEZA INTERACTIVA DE LAS CARACTE-
RISTICAS CARGA-DEFORMACION TANTO DE LA ROCA COMO DEL SISTEMA DE SOPORTE. UN ANALI-
SIS INTEGRAL DE INTERACCION SIGNIFICA UN PROBLEMA TEORICO EXCESIVAMENTE DIFICIL. -
Y A LA HORA NO EXISTE AUN UNA SOLUCION CUANTITATIVA SATISFACTORIA. EL SOPORTE DE-
BE DISEÑARSE PARA RESISTIR LAS DEFORMACIONES INDUCIDAS POR EL PESO MUERTO DE LA --
ROCA SUELTAS ASI COMO AQUELLA INDUCIDA PARA CAMBIO DE ESFUERZOS EN LA ROCA CIRCUN-
DANTE A LA EXCAVACION. EN UN CASO EXTREMO, EL CUAL PUEDE OCURRIR EN MASAS ROCOSAS
REVESTIDAS A POCA PROFUNDIDAD, LAS DEFORMACIONES INDUCIDAS POR LOS ESFUERZOS PUEDEN
SER INSIGNIFICANTES COMPARADAS CON LAS PRODUCIDAS POR EL PESO DE LOS BLOQUES DE RO-
CA SUELTAS. OBTIVAMENTE, UNA VEZ QUE EL PESO A SOPORTAR HA SIDO ESTABLECIDO, SOLO H-
AYE DISEÑAR UN SISTEMA DE SOPORTE QUE RESISTA DICHO PESO.

MUCHOS DE LOS PRIMEROS METODOS DE DISEÑO DE SOPORTES, COMO EL PROPUESTO POR TER-
ZAGHI, SE BASABAN EN EL DISEÑO DE SISTEMAS DE SOPORTE QUE RESISTIERAN LA CARGA - -
MUERTA. ESTOS DISEÑOS DE SOPORTE PASIVO SON MUY BUENOS EN TUNELES BOMBROS DONDE EL
PESO DE CAPAS MUELTAS DE ROCA JUEGA UN PAPEL DOMINANTE, PERO SU USO SE LIMITA EN -
EXCAVACIONES PROFUNDAS DONDE LAS DEFORMACIONES INDUCIDAS POR LOS ESFUERZOS SON IM-
PORTANTES.

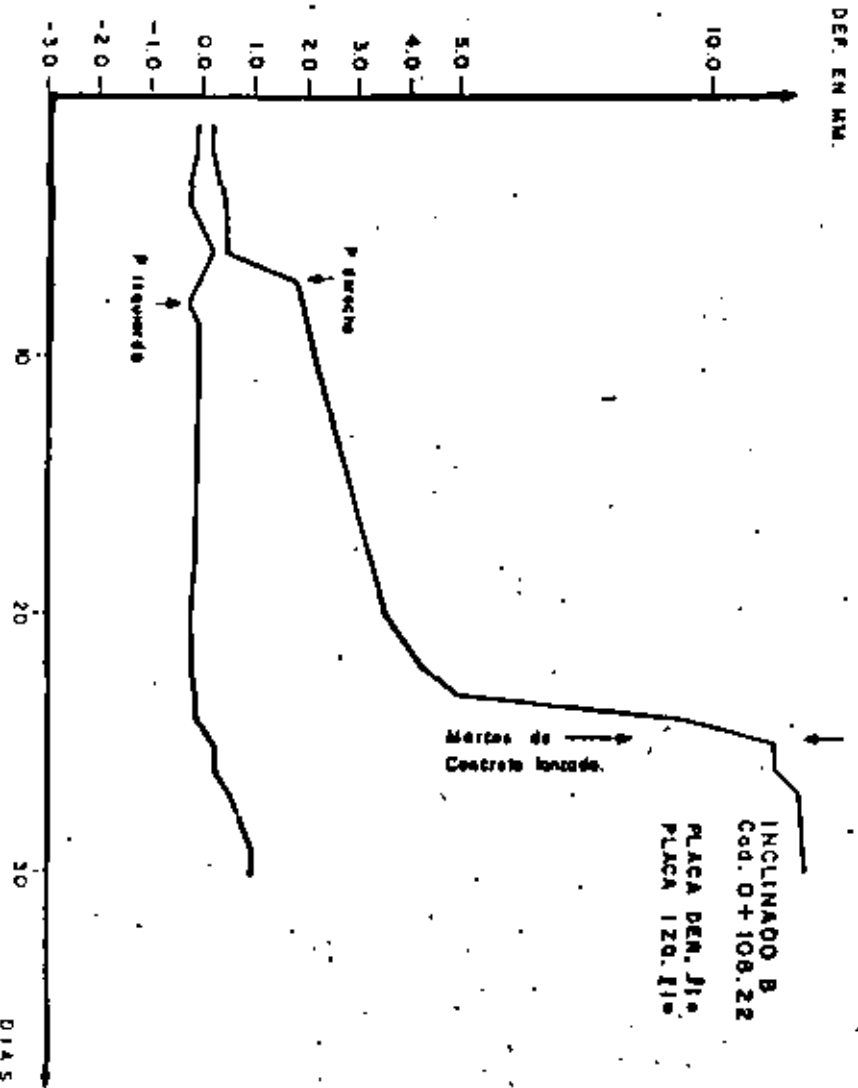
EN FORMA ESPECIAL EL AUTOR RECOMIENDA EL USO DE ANCLAS O CABLES PARA SOPORTAR CU-
ÑAS INTENCIONALMENTE INESTABLES O BLOQUES QUE SON LIBRES DE DESLIZAR O CAER POR SU
PROPIO PESO. ESTO SE DEBE A QUE ESOS BLOQUES O CUÑAS SE MUEVEN INDEPENDIENTEMENTE
DEL PESO DE LA MASA DE ROCA Y DE AQUI QUE APLICAN CARGAS CONCENTRADAS O EXCENTRI-
CAS AL SISTEMA DE SOPORTE. LAS ANCLAS Y LOS CABLES SE ENCUENTRAN MEJOR CAPACITA-
DOS PARA RESISTIR ESAS EXCENTRICIDADES QUE LOS MARCOS DE ACERO A LOS REVESTIMIE-
NTO DE CONCRETO, Y POR ELLO ESTOS ULTIMOS DEBEN EVITARSE SIEMPRE QUE SEA POSIBLE.
LA LONGITUD DEBE ESCOGERSE DE FORMA QUE SE ASEGURE SU FIJACION MAS ALLA DE LAS --
FRONTERAS DEL BLOQUE. EN EL CASO DE ROCAS NATIVAS DURAS CON FRACTURAS MUY ESPACIA-
DAS, EL USO DE CABLES PUEDE SER LA MEJOR Y MAS ECONOMICA SOLUCION. POR OTRO LADO,
SI LA ROKA SE ENCUENTRA MUY FISURADA, SERIA PREFERIBLE EL USO DE ANCLAJES. COMO -
REGLA GENERAL EL PROXIMO ESPACIAMIENTO ENTRE ANCLAS O CABLES NO DEBE EXCEDER DE
1 VECES EL ESPACIAMIENTO PROMEDIO DE LAS FISURAS EN LA MASA DE ROCA.

CUANDO SE TRABAJA EN ROCAS BLANDAS FISURADAS EL CONCRETO LANZADO PUEDE RESULTAR
UNA HERRAMIENTA MUY PODEROSA, YA QUE PERMITE LA DEFORMACION CONTROLADA DE LA RO-
CA PERMITIENDO EL DESARROLLO DE ESFUERZOS CORTANTES EN EL INTERIOR DE LA MASA -
ASI COMO DE ESFUERZOS TANGENCIALES EN EL CONTACTO CONCRETO-ROCA. QUE JUNTO CON -
LA PRESION CONFINANTE DEL CONCRETO PROPORCIONA EL CASI AUTOSOPORTE. EN MULTIPLES - -
OCASIONES RESULTA CONVENIENTE COMBINAR LOS BENEFICIOS DEL CONCRETO LANZADO CON -
EL DEL ANCLAJE YA QUE, DEBIDO A SUS CARACTERISTICAS SIMILARES DE DEFORMABILIDAD, -
FORMAN UN SISTEMA DE ADHES MUY PODEROSO.

HABLAR MAS A FONDO DEL CONCRETO LANZADO Y DE LOS DIVERSOS TIPOS DE
ANCLAS REQUERIRIA DE UN CURSO COMPLETO, POR LO QUE EN ESTA PONEN-
CIA SOLO SE MENCIONAN PARA QUE EL LECTOR LOS CONOZCA Y SI LE INTERE-
SAN SE PROFUNDIRA EN EL TEMA.

Se abra la sección

Se cierre la sección



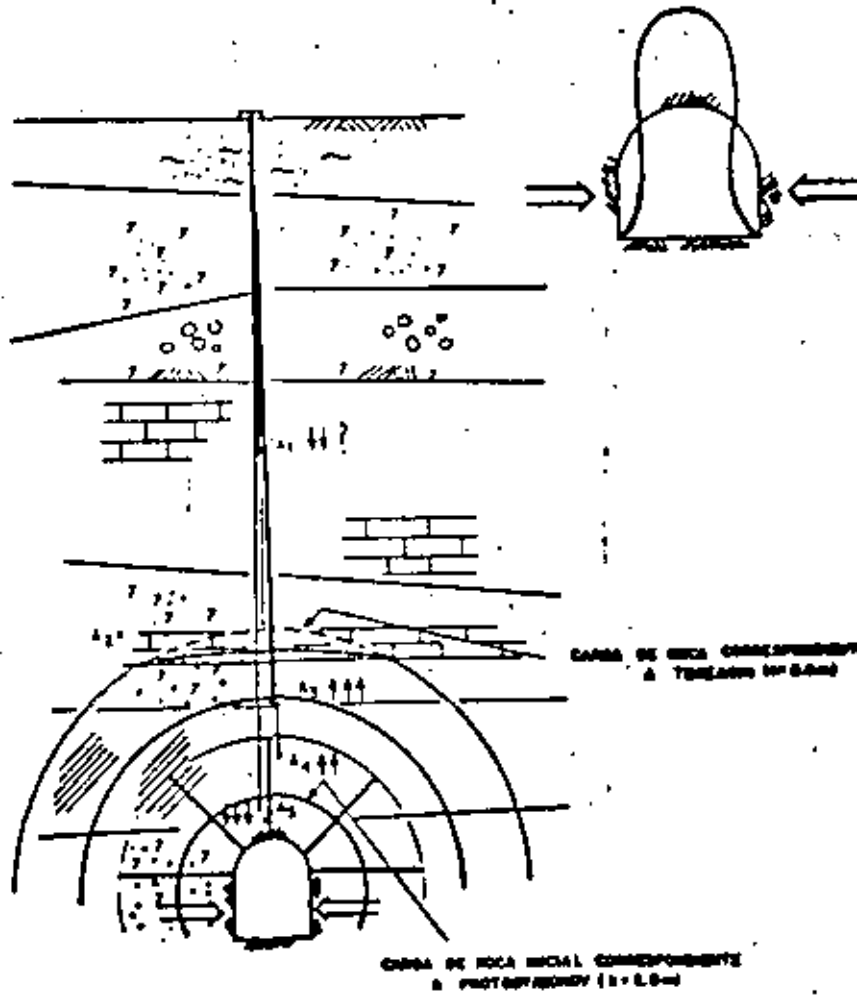
OCTUBRE-1980

DIAS

DEF. EN MM.

TORNILLO MICROMETRICO

DERRUMBE DEL CADENAMIENTO 0+122.16 INCLINADO "A"





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

**EXPERIENCIAS SOBRE EL USO DE ANCLAS DE FRICCION CON RESINAS
EPOXICAS EN TUNELES DE LA MINA DE CARBON DE RIO ESCONDIDO, COAH.**

JULIO, 1982

EXPERIENCIAS SOBRE EL USO DE ANCLAS DE FRICCIÓN CON RESINAS
EPOXICAS EN TUNELES DE LA MINA DE CARBÓN DE RÍO ESCONDIDO, COAH.

Por: Jorge E. Castilla Camacho*

1. INTRODUCCION

Como parte integrante de los programas de expansión de la Comisión Federal de Electricidad se planea la construcción de la Planta Termoeléctrica de Río Escondido en el Estado de Coahuila, aproximadamente a 35 km al Sur de la Ciudad de Piedras Negras, Coah.

La planta tendrá una potencia instalada total de 1200 MW y en ella se utilizará como combustible el carbón mineral que será explotado de una mina construida ex profeso en la misma zona.

La ubicación de la planta obedece a que en el sitio se encuentra la mayor cuenca carbonífera explorada en el país, cuya explotación permitirá suministrar a la planta un máximo de 16,000 toneladas diarias de carbón. Las reservas detectadas permiten estimar la vida útil de la planta en 26 años.

El programa de la mina, cuya producción será mayor que la producción anual total en el país en los últimos años, ha propiciado numerosos estudios siendo uno de ellos el relacionado con el soporte de las bóvedas de los túneles en la forma más eficiente desde los puntos de vista de seguridad, economía y maniobrabilidad en el interior de la mina.

* Oficina de Mecánica de Rocas; Departamento de Estudios Experimentales.

A principio de 1977 las autoridades encargadas del proyecto de la mina invitaron a la Oficina de Mecánica de Rocas del Departamento de Estudios Experimentales de C.F.E. y al Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. a colaborar en los programas de estudio para el diseño de un sistema de soporte adecuado para las características de la mina.

El presente trabajo describe las actividades desarrolladas por la Oficina de Mecánica de Rocas de C.F.E. en tramos experimentales de túneles, cuyas bóvedas se soportaron mediante anclas de fricción con resinas epóxicas, la instrumentación colocada en dichos tramos, los resultados obtenidos en las mediciones y las conclusiones derivadas de los mismos.

2. PRACTICA USUAL EN EL SOPORTE DE MINAS DE CARBON

Generalmente las minas de carbón se explotan mediante sistemas de túneles a partir de los cuales se extrae el mineral hasta provocar la falla del techo, por lo que en estos la estabilidad de la bóveda sólo es necesaria por un cierto tiempo. Sin embargo, existen túneles principales que deben ser estables durante toda la vida productiva de la mina y que por lo tanto deben contar con sistemas permanentes de soporte.

En México el sistema de soporte para bóvedas en minas de carbón se ha desarrollado por métodos empíricos y ha consistido principalmente en el uso de marcos de madera constituidos por dos troncos verticales de madera rolliza que soportan libremente a un tercero horizontal, el cual sostiene al techo.

Los troncos son generalmente de 6" u 8" de diámetro, con longitud variable. Ocasionalmente el tronco horizontal es substituído por una vigueta de acero de 4" ó 6" de peralte en túneles en los que la carga de roca es excesiva. La separación de los marcos es usualmente de un metro, en el sentido del túnel, pero llega a ser menor cuando por observación del comportamiento se juzga necesario.

En los túneles que funcionarán permanentes se acostumbra construir muros de mampostería paralelos al eje del túnel y próximos a las paredes a través de los cuales se transmite la carga del techo al piso. Transversalmente a ellos se colocan viguetas de acero con espaciamientos variables, generalmente de un metro.

En los frentes de explotación, sea esta por medio de pequeños túneles: ó por el método de pared larga, en donde la carga aumenta por falta de apoyo al extraer el carbón, y el techo está en franco proceso de falla, se colocan, para seguridad de los mineros y del equipo de ataque, "huacales" formados por pares de troncos superpuestos hasta llegar al techo, tratando de formar una columna.

En países de Europa (Francia, Bélgica, Alemania, Inglaterra, etc.) y en los Estados Unidos, es práctica común el uso de anclas como soporte en túneles de duración temporal. El tipo de ancla más utilizado es el de fricción y de entre estos lo es el de resinas epóxicas que ofrecen un fraguado rápido y por lo tanto su trabajo es prácticamente in

mediato. Las anclas del tipo de expansión ó de cuña son me nos utilizadas debido a que en la mayoría de los casos la roca se encuentra junto con los depósitos de carbón no tie ne la dureza necesaria para propiciar un buen trabajo de - este tipo de ancla.

El sistema de soporte mediante anclas ofrece algunas venta jas con respecto al sistema tradicional del uso de marcos- de madera como son un aumento en la maniobrabilidad dentro de los túneles al evitarse la presencia de postes vertica- les, que aunque próximos a las paredes ocupan un área den- tro del túnel; la disminución del riesgo de derrumbes por deterioro del sistema de soporte al golpear los elementos- verticales por los movimientos propios en el interior del túnel; el menor volúmen de material que constituye el so- porte lo que frecuentemente puede representar también dis- minuación en su costo; la facilidad de colocación sistema- tizada, así como la rapidez en lograr el trabajo de los -- elementos de soporte.

No obstante lo anterior, existen desventajas del sistema - de soporte con anclas como pueden serlo el que se requieren condiciones especiales de la roca sobre el techo de la mi- na para lograr un buen trabajo de las anclas, y el efecto- psicológico que causa en el personal que trabaja en la mi- na al no observar los elementos de soporte por estar estos ocultos en perforaciones.

3. LA MINA DE CARBON DE RIO ESCONDIDO, COAH.

3.1 Aspectos generales del proyecto

La breve descripción que a continuación se incluye, corresponde con el proyecto elaborado por la compañía polaca que asesoró a la C.F.E. en el año de 1976. No obstante que el proyecto ha sufrido modificaciones a la fecha, se efectúa esta descripción general debido a que los programas de ensayos en los tramos experimentales se realizaron con base en las características del proyecto mencionado. Sin embargo, las experiencias obtenidas pueden ser aplicadas a otros proyectos pues las características de los túneles serán similares.

Como se mencionó anteriormente la mina se proyectó para una producción máxima de 16,000 toneladas diarias. La explotación será por medio del sistema de pared larga con derrumbre de techo. El acceso a la mina se hará por tiros inclinados hasta la profundidad del manto. La mina se dividirá en dos secciones.

En cada sección de la mina existirán tres túneles ó cañones principales que deberán funcionar durante toda su vida productiva. Un cañón será el de arrestre, para extracción de material; otro el de transporte de personal y equipo y un tercero de ventilación. Consistirán en túneles de 4.0 m de ancho por 2.2 m de altura, y serán paralelos dejando entre ellos un espesor de 25 m de carbón. La longitud de los túneles permanentes será en total del orden de 20 km.

Transversalmente a estos túneles existirán los cañones de acceso a los frentes de pared larga. Estos consistirán en pares de túneles de 4.5 m de ancho por 2.5 m. de alto separados por un espesor de 15 m de carbón. Cada par de túneles quedará separado del siguiente por 180 m de carbón, que corresponde con el largo del frente de explotación.

Las medidas anteriores corresponden con las mínimas necesarias para la maniobrabilidad del equipo para explotación de los túneles, lo que se hará con mineros continuos, y para el movimiento de los escudos de protección de la frente de pared larga al trasladarlos de una frente a otra.

Los túneles ó cañones de acceso a los frentes de pared larga, deberán ser estables durante la explotación del frente al que dan acceso, lo que de acuerdo a los programas es del orden de un año. El soporte de estos túneles, los cuales en conjunto tendrán una longitud total del orden de 180 km, es el objeto de los trabajos que se incluyen en el presente reporte.

3.2 Descripción de la geología

La geología en la zona de la mina se ha determinado con ayuda de más de 200 barrenos con recuperación de núcleos.

La secuencia litológica en el área es muy uniforme existiendo en la superficie, con espesor variable entre 15 y 22 m, una capa de caliza de origen continental, de color blanco lechoso a café claro. Su dureza es muy variable. Subyaciendo a este depósito existe un manto de lutita co-

lor pardo en el que se encuentran lentes de conglomerado e interestratificaciones de arenisca de grano fino a medio, constituida por fragmentos de diferentes tipos de roca y por feldespatos y cuarzo. Su matriz es arcillosa. En la zona de la mina la parte inferior de este manto se encuentra entre 42 m y 172 m de profundidad.

Bajo este manto y con espesor promedio de 2.0 m y máximo de 2.8 m se encuentra el estrato de carbón explotable. Presenta una inclinación hacia el este de 1 a 2 grados y se alarga en dirección Norte-Sur.

A continuación del manto de carbón existen areniscas de grano fino a medio, de matriz arcillosa.

El nivel freático se define entre 5 y 10 m abajo de la superficie del terreno. Sin embargo, es probable que corresponda con mantos colgados confinados en los acuíferos constituidos por el conglomerado.

3.3 Propiedades de la roca

De ensayos efectuados en laboratorio en núcleos de roca extraídos de profundidades próximas al manto de carbón se determinaron las siguientes propiedades.

Propiedad	Valor medio	Coefficiente de variación
a) Lutita:		
peso volumétrico seco	2.15 ton/m ³	4%
resistencia a la compresión	137 kg/cm ²	17%
resistencia a la tensión	11 "	65%
resistencia al corte simple	4 "	25%

Propiedad	Valor medio	Coefficiente de variación
b) Carbón:		
peso volumétrico seco	1.37 ton/m ³	11%
resistencia a la compresión	175 kg/cm ²	33"
resistencia a la tensión	9.5 "	38"
resistencia al corte simple	10.5 "	50"
c) Arenisca:		
peso volumétrico seco	2.20 ton/m ³	6%
resistencia a la compresión	323 kg/cm ²	59"
resistencia a la tensión	38 "	55"
resistencia al corte simple	19 "	38"
índice de alteración	10 "	7"

4. TRAMOS EXPERIMENTALES DE TUNEL

La falta de experiencia en el uso de los sistemas de anclaje como soporte de la bóveda en minas de carbón, originaron la necesidad de efectuar ensayos en tramos de túnel y observar el comportamiento de los mismos:

Para la ejecución de los ensayos se eligió una pequeña mina, propiedad de C.F.E., próxima al sitio, de la que se extrae carbón para abastecer a la Planta Termoeléctrica de Nave, Coah.- Esta mina se explota por métodos manuales, a base de túneles de 3 m de ancho y 2 m de alto, para obtener una producción de 400 ton diarias de mineral. El soporte en los túneles temporales de esta mina es el usual, a base de marcos de madera, dejándose además in situ los 10 ó 15 cm superiores del manto de carbón para proteger del intemperismo a la lutita que lo superyace.



Las características de los tramos de prueba se fijaron con la asesoría de los ingenieros A.G. Douthwaite y C. Rudge - del National Coal Board de Inglaterra quienes visitaron la mina antes mencionada y conocieron el proyecto de la nueva mina.

En un principio se pensó en ejecutar cinco tramos de prueba, de 50 m cada uno, en los que se soportaría el techo de la siguiente forma:

Tramo 1: anclas de 2.4 m de longitud espaciadas 1.20 m en dos direcciones ortogonales. Entre las hileras de anclas se colocaría malla de 3 x 3 pulgadas de alambre calibre 20, sujetándolo con las placas de las anclas.

Tramo 2: anclas de 2.4 m de longitud espaciadas 1.20 m en dos direcciones ortogonales. En cada hilera de anclas transversales al túnel se colocaría en tablón de 14 pies de largo, 8 pulgadas de ancho y dos pulgadas de grueso que estaría sujeto por las placas de las anclas y atravesado por estas últimas.

Tramo 3: igual al tramo 2 pero con anclas de 1.80 m de longitud.

Tramo 4: igual al tramo 2 pero con anclas de 1.80 m de longitud.

Tramo 5: sistema de anclaje "truso" patentado por la Torque Tensión, Ltd. de Inglaterra, consistente en un par de anclas colocadas con una inclinación de 45° en

el techo, junto a las paredes, unidas por un tensor horizontal que troquela al techo con polines de madera.

Las anclas deberían de ser del tipo de fricción colocadas con resina. Los tramos de prueba deberían tener 4.8 m de ancho y la altura sería igual a la del manto de carbón menos 15 cm que se dejarían para proteger a la lutita del intemperismo. Deberían escogerse tramos recién excavados de túnel para colocar las anclas, evitando así tramos en que el techo hubiera sufrido deformaciones anteriores. Los sistemas de soporte experimental deberían colocarse junto con el soporte de uso convencional en la mina y sólo cuando en los túneles se suspendiera la circulación de personal se procedería a retirar el soporte convencional y a observar el comportamiento de los tramos.

Una vez establecidas las características que deberían reunir los tramos experimentales y con el fin de no alterar los planes de explotación de la mina, se eligieron los cañones de regreso de ventilación números 3 y 4 para localizar los tramos de prueba. La elección se hizo también considerando que estos cañones irían a permanecer abiertos un período de un año y medio, tiempo en que se realizarían las observaciones.

5. INSTALACIONES DEL SISTEMA DE SOPORTE

Los tramos elegidos para la ejecución de las pruebas se ampliaron de 3 a 5 m como se aprecia en las Figs. 1 y 3. Para soportar el techo se colocaron dos marcos colineales cada metro.

El sistema experimental de soporte se colocó intermedio a los marcos.

5.1 En este cañón la longitud del tramo de prueba fue de 41 m, como se ve en el recuadro de la Fig. 2. Se colocó también malla ciclón de 2 1/2 pulgadas por 2 1/2 pulgadas cubriendo el ancho del techo del túnel. En un tramo de 20 m de longitud, indicado en las figuras 1 y 2, se colocó un ancla adicional de 2.40 m de longitud, inclinada 45° y a una distancia del orden de un metro de la pared derecha del cañón, como refuerzo adicional, pues en esta parte, en el resto del tramo de prueba, se venía abriendo una grieta inclinada hacia el centro del techo del túnel.

Las anclas instaladas en el tramo fueron de dos tipos. Hasta la línea de anclas número 26 se colocaron anclas constituidas por varilla corrugada de acero grado duro ($f_{yp}=4200\text{kg/cm}^2$) de 1 pulgada de diámetro con una tuerca soldada en su extremo exterior; el resto de las anclas consistió en varillas corrugadas de 7/8 de pulgada de diámetro con cabeza en forma de tuerca preparada en fragua.

Las anclas se instalaron en perforaciones de 1 3/8 de pulgada de diámetro en las que se introdujeron dos o tres cartuchos de resina epóxica de 20 pulgadas de longitud y 32 mm de diámetro. Se experimentó con diferentes cantidades de resina tratando de que se rellenara completamente el espacio entre las paredes de la perforación y el ancla. Se optó por utilizar 3 cartuchos pues el uso de más impedía la entrada del ancla hasta el fondo.

Las perforaciones se efectuaron con "stoooper" y con este mismo se introdujo el ancla previa colocación de los cartuchos en el interior de la perforación. El stoooper permitió introducir el ancla en la perforación con una velocidad de rotación de 200 revoluciones por minuto aproximadamente, lo que provocó el batido del catalizador y el endurecedor de la resina. La instalación de cada ancla desde el inicio de la perforación hasta su introducción total en la misma tomó entre 3 y 4 minutos. Para lograr un fraguado inicial suficiente se sostuvo el ancla, posteriormente a su colocación por un lapso de 5 minutos.

La resina utilizada fue la Celtite cuyas características son siguientes:

peso volumetrico:	1.85 gr/cm ³
resistencia a la compresión:	1125 kg/cm ²
resistencia a la tensión:	170 kg/cm ²
resistencia al corte:	.527 kg/cm ²
tiempo de fraguado	1 minuto
tiempo de mezclado	15 segundos

5.2 Cañón 3

En este cañón el tramo de prueba fue de 50 m de longitud, dividido en tres zonas. Conforme se aprecia en la figura 3, en la zona A se colocó un ancla central de 1.80 m de longitud completamente vertical, dos anclas con 60° de inclinación --

hacia las paredes del túnel y 2.40 m de longitud y dos anclas a 45° también de 2.40 m de longitud. Estas cinco anclas se colocaron atravesando una pieza de madera rolliza de 14 pies de longitud y 8 pulgadas de diámetro que sostenía a la malla ciclón. Además se colocó un ancla adicional, de 2.4 m de longitud y con 45° de inclinación separada entre 60 cm y un metro de la pared izquierda del cañón.

En la zona B no se colocó anclaje para poder contar con un tramo de referencia con el sistema convencional de soporte.

En la zona C el anclaje colocado consistió en anclas verticales de 1.80 m de longitud, espaciadas como se ve en la figura 3, colocadas sujetando un tablón de 16 pies de largo, 8 pulgadas de ancho y dos de espesor, el cual sostenía una malla ciclón.

Las anclas utilizadas en este cañón fueron todas varillas corrugadas de acero grado duro, de $7/8$ de pulgada de diámetro con cabeza formada en fragua.

Por lo que respecta al procedimiento de instalación tipo de resina, etc. fueron los mismos utilizados en el cañón 4.

Durante la instalación de los sistemas de soporte experimental en ambos cañones, se procuró estar siempre lo más próximo posible al frente de explotación. Se llevaron registros del avance del frente, de la colocación de los marcos de madera y del anclaje en el techo. Con los datos reunidos se

formaron las gráficas de las figuras 2 y 4. Se observó que el hecho de no colocar el anclaje inmediatamente después de abierto el frente, permite la deformación del techo, aunque estén colocados los marcos. Cuando el anclaje se separó del frente del orden de 3 m, se produjo una grieta paralela al eje del túnel en cada lado del techo. No se pudo determinar la profundidad de la grieta pero su dirección tenía tendencia a ir hacia el centro del túnel con aproximadamente 60° de inclinación con la horizontal.

6. INSTRUMENTACION

Para observar el comportamiento de las paredes, piso y techo del túnel, se fijaron secciones instrumentadas cada cinco metros de distancia en los tramos experimentales.

La instrumentación de las secciones consistió en la colocación de extensómetros de barra cuyo dispositivo de medición fue un potenciómetro eléctrico de presión. En el techo y paredes se utilizaron potenciómetros Helipot de 10 ohms, 0.5 de linealidad y 1.5 cm de radio. En el piso se utilizaron potenciómetros Spectrol también de 10 Ohms y 0.5 de linealidad pero de 3.5 cm de radio y sellados para protegerlos contra el agua.

La distribución de extensómetros en las secciones instrumentadas puede apreciarse en las figuras 7 a 17, junto con la profundidad a la que fueron fijados dentro de la roca. En algunas secciones se colocó, además de los extensómetros, un dispositivo para medir la convergencia del piso y



el techo.

En la figura 5 se incluye un croquis de la colocación de los extensómetros y del dispositivo para medir convergencia.

A los lados de la sección instrumentada 7 se colocaron dos extensómetros de 2 m de longitud y 2 de 3 m para conocer la distribución de los movimientos de la roca sobre el techo.

Todos los cables de los potenciómetros se llevaron a una consola fuera del área de prueba para evitar riesgos del personal que efectuaba las mediciones. Estas se realizaron con un Puente de Wheatstone.

Se colocó además un sistema de niveles hidráulicos para seguir las deformaciones del techo, pero este presentó problemas por la evaporación que ocurría en el interior de los túneles.

7. PRUEBAS EFECTUADAS

Como primer paso del programa de pruebas se extrajeron tres anclas de 1.80 m de longitud y 1 pulgada de diámetro, instaladas en perforaciones de 1 1/2 pulgada de diámetro. La figura 6 muestra las gráficas carga-deformación determinadas en los ensayos.

Una vez que los tramos experimentales dejaron de funcionar para la circulación en la mina, se procedió a la ejecución de las pruebas programadas.

Para retirar el soporte convencional se construyeron cerca de 100 gatos mecánicos de tornillo que se utilizaron para substituir los troncos verticales de los marcos de madera,

colocándose con una distribución de 1 m x 1 m bajo los troncos horizontales.

Al ir aflojando los gatos mecánicos el techo comenzó a deformarse y las anclas comenzaron a trabajar. Las deformaciones que se fueron presentando se detectaron con los instrumentos colocados. Algunas de las gráficas elaboradas se incluyen en las figuras 7 a 17.

La deformación máxima permisible en el techo se fijó en 12 cm correspondiente a 2% de expansión del techo entre el punto de medición y la cara libre (profundidad del extensómetro igual a 6 m).

A continuación se detallan las pruebas y resultados obtenidos en cada cañón.

7.1 Cañón 4

La prueba en este cañón se verificó en dos etapas. En la primera etapa, iniciada el 26 de septiembre de 1977 se movieron seis marcos, tres a cada lado de la sección instrumentada número 8 (ver fig. 1). La segunda etapa se inició el 17 de octubre siguiente moviendo 8 marcos más, hasta llegar a la sección instrumentada 6.

Al inicio de la primera etapa se aflojaron los tornillos de los gatos mecánicos hasta dejarlos prácticamente sin cargar. Se observaron las deformaciones en forma continua principalmente en la sección 8 llegándose a tener una deformación de 2 cm en el extensómetro central del techo después de 2 hrs. de iniciada la prueba, y 3.4 cm después de 24 hrs. Se prosiguió de esta forma, aflojando los gatos que se notaban cargando, diariamente, registrándose las deformaciones que

se iban produciendo.

Al comenzar la segunda etapa, ampliando el tramo con marcos apoyados en gatos mecánicos, las deformaciones sufrieron un aumento brusco llegando a ser del orden de 12 cm en el extensómetro central del techo de las secciones 7 y 8, el día 24 de octubre. En este momento se decidió suspender la prueba para no poner en peligro la estabilidad del túnel, por lo que se colocaron nuevamente los postes verticales de los marcos de madera y se retiraron definitivamente los gatos mecánicos. Las lecturas de deformaciones continuaron tomándose por un tiempo.

Las figuras 7 y 12 muestran gráficas de deformación de algunas de las secciones instrumentadas, de los extensómetros cortos (2 y 3 m) y de las mediciones de convergencia.

7.2 Cañón 3

En este tramo sólo fue posible efectuar pruebas en la zona A, iniciándose ésta el 18 de enero del presente año. Se removieron todos los marcos de la zona (ver figura 3), en total 8 marcos, teniéndose lecturas de las deformaciones que ocurrían. El día 26 de enero en la sección 2 la deformación acumulada en el extensómetro central del techo alcanzó 12 cm por lo que se decidió suspender la prueba colocando nuevamente los postes verticales de madera y retirando los gatos mecánicos.

No fue posible efectuar la prueba en la zona C de este cañón



debido a que la mina fue cerrada al dejarse de operar la Planta Termoeléctrica de Nava, Coah.

8. CONCLUSIONES

- a) Los instrumentos colocados proporcionaron mediciones congruentes con el comportamiento estructural del túnel y consistencia durante su operación por lo que los datos obtenidos se juzgan confiables.
 - b) Las deformaciones que ocurrieron en el techo en los tramos experimentales (secciones 7 y 8 del cañón 4 y sección 2 del cañón 3) fueron excesivas para la estabilidad del túnel de acuerdo a experiencias publicadas*. Se alcanzaron deformaciones de 12 cm, correspondientes a una expansión del 2% entre el punto de medición y la cara libre de la roca, en un tiempo corto para lo que deben estar abiertos los túneles temporales de la mina.
 - c) Las deformaciones del techo ocurridas en secciones en las que no se removieron los postes verticales de madera fueron entre 1 y 2 cm en el tiempo que duraron las pruebas (ver figuras 7, 13, 15, 16).
 - d) De acuerdo a las mediciones de extensómetros colocados a diferentes profundidades en el techo, entre 2 y 3 m hay una deformación importante, posiblemente una grieta.
 - e) Las anclas de 1.80 m de longitud parecen ser reducidas para el ancho de túnel ensayado. Anclas de mayor longitud.
-

RAFFOUX, J.F., P.SINOY y E.TENCELIN "Le boulonnage des voies et des galeries minières" Revue de L'industrie minerale, Julio 71.

podrían conducir a resultados más prometedores.

- f) La deformación de las paredes de los túneles fue muy reducida con valores máximos de 2 ó 3 mm.
- g) El piso del túnel manifestó expansión con valores del orden de 2 cm como máximo.
- h) Los dispositivos para medición de convergencia proporcionaron datos congruentes con los obtenidos por medio de los extensómetros de piso y techo combinados.
- i) El tramo en el que se colocaron anclas con madera rolliza como trabes (zona A del cañón 3) presentó un comportamiento más uniforme que el tramo con anclas solas (cañón 4). Además hubo menos agrietamiento en el techo. Sin embargo, la longitud de anclaje y separación del mismo, no representó un soporte adecuado por la rapidez con que se llegó a la deformación máxima permisible.
- j) Se pudo observar que es muy importante para el buen funcionamiento del anclaje colocarlo inmediatamente atrás del frenteabierto para evitar deformaciones entre ambas operaciones se formaron grietas en el techo, próximas a las paredes y paralelas a ellas.

9. RECONOCIMIENTOS

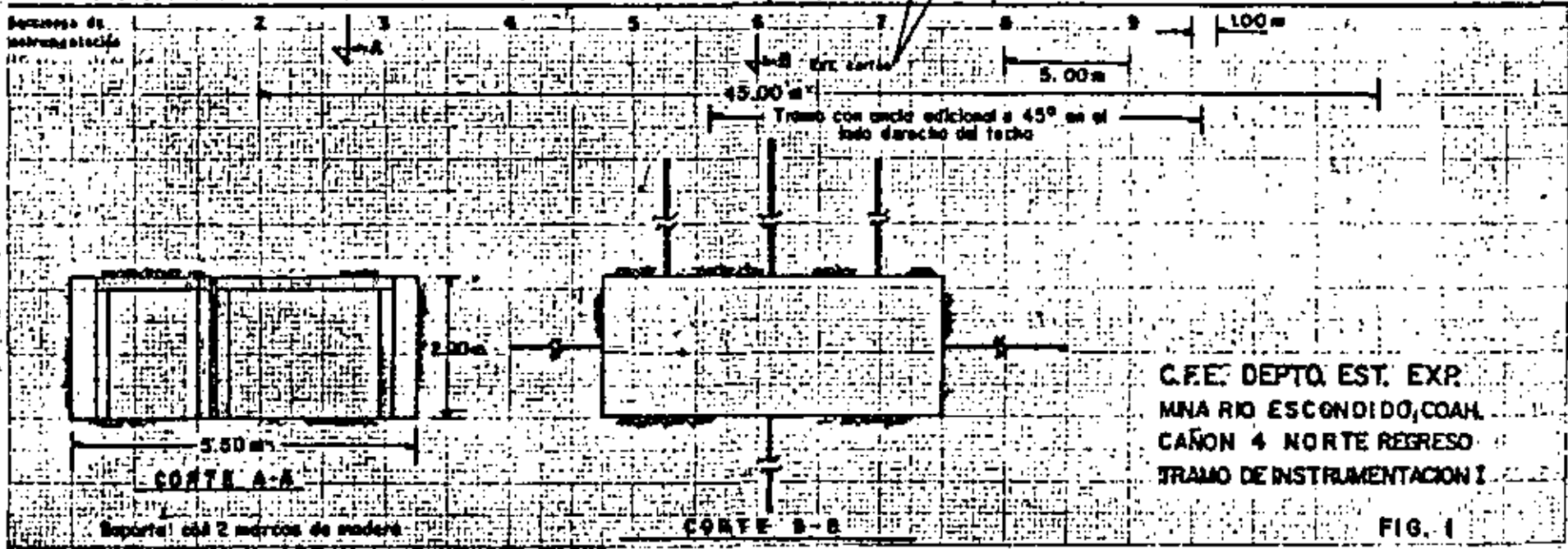
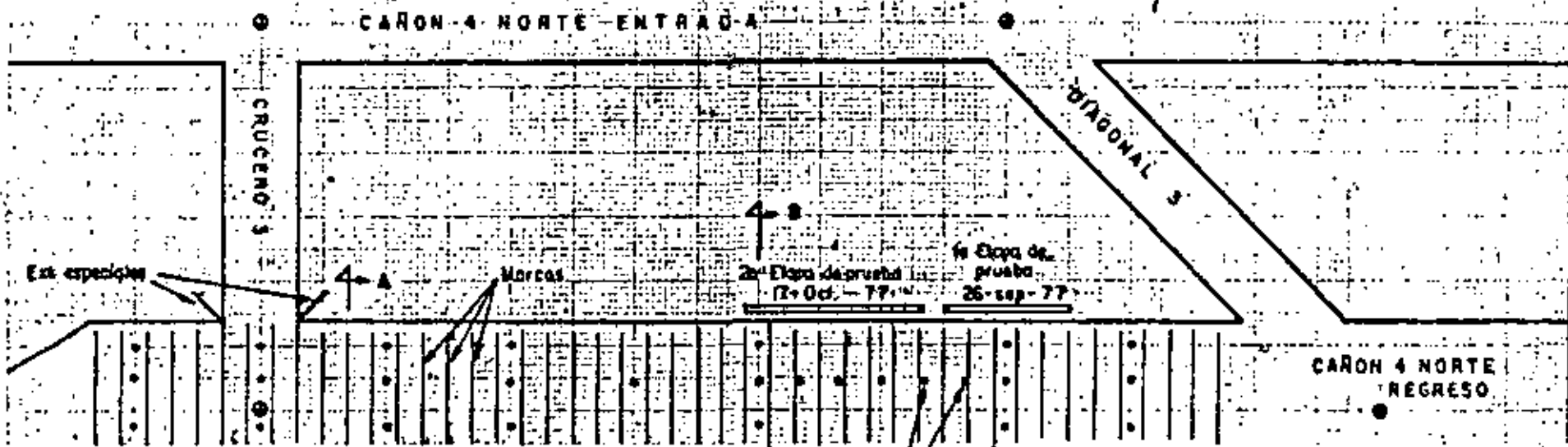
Los trabajos descritos en el presente reporte fueron posibles gracias al patrocinio de la Coordinadora de Río Escondido, Coah.

... La colaboración del personal de la Mina de Río Escondido, Coah. ...



y especialmente del Ing. Salvador Uribe V., Superintendente de la Mina, permitieron el desarrollo de los programas de ensaye. La colocación del anclaje estuvo a cargo del Sr. Mario Urquijo B. En la coordinación de los trabajos de campo participaron los Ings. Raúl Ramírez Aranda, Sergio Ochoa y Alfonso Rodríguez García. La colocación de instrumentos y ejecuciones de mediciones fue hecha por los Sres. Filadelfo Ayanegui U., y Humberto León M. Los trabajos de laboratorio fueron ejecutados por los Sres. Efraín Esperón Q., y Francisco Vallejo C. La fabricación de instrumentos fue hecha por personal del taller del Departamento de Estudios Experimentales, a cargo del Ing. Jorge Borbón.

NOTA: La suspensión imprevista de la operación de la mina - al cerrarse la Planta Termoeléctrica de Nava, Coah. - impidieron llevar a cabo la totalidad de las pruebas programadas. Se pretende continuar con los ensayes - una vez se cuente con la mina nueva.



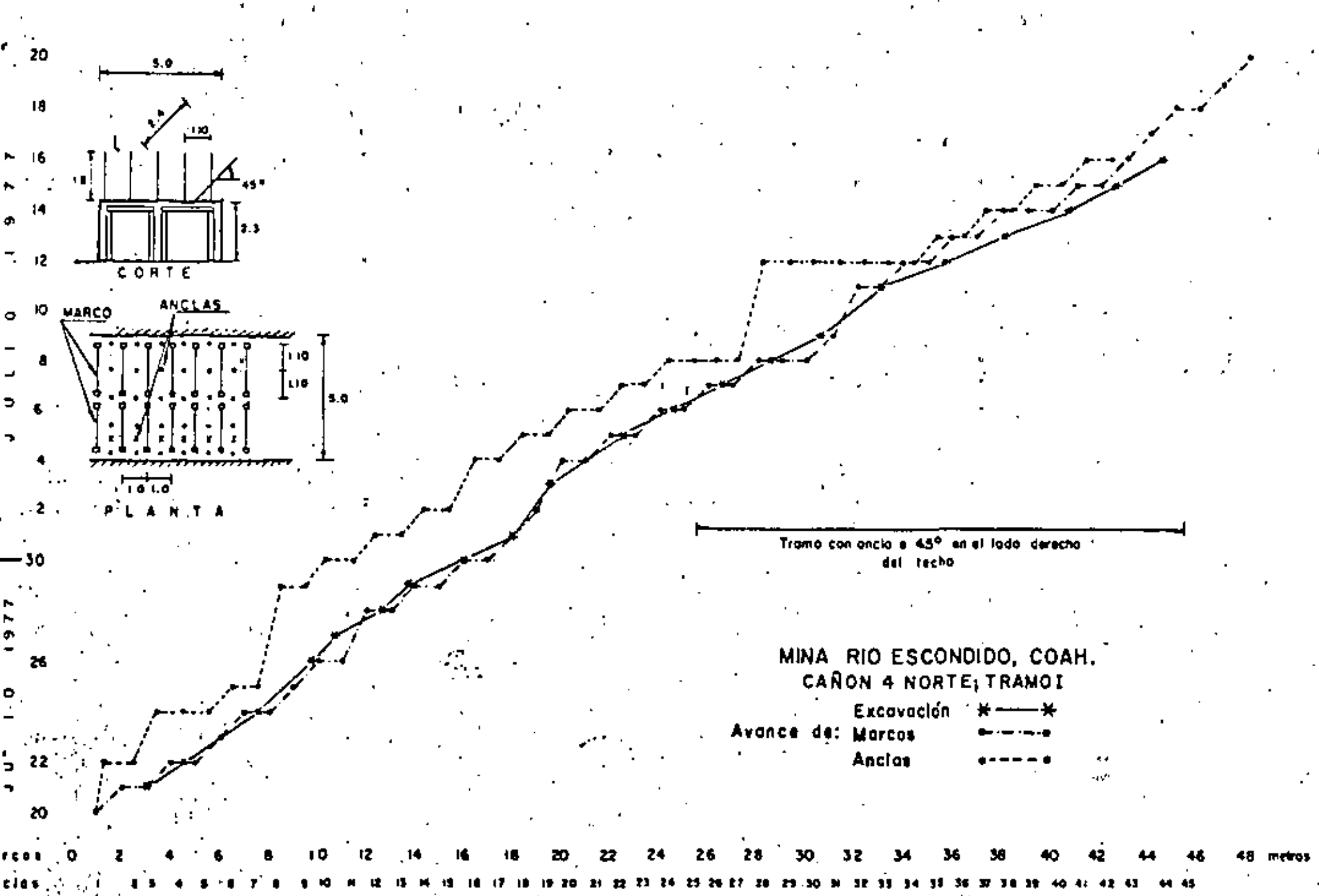
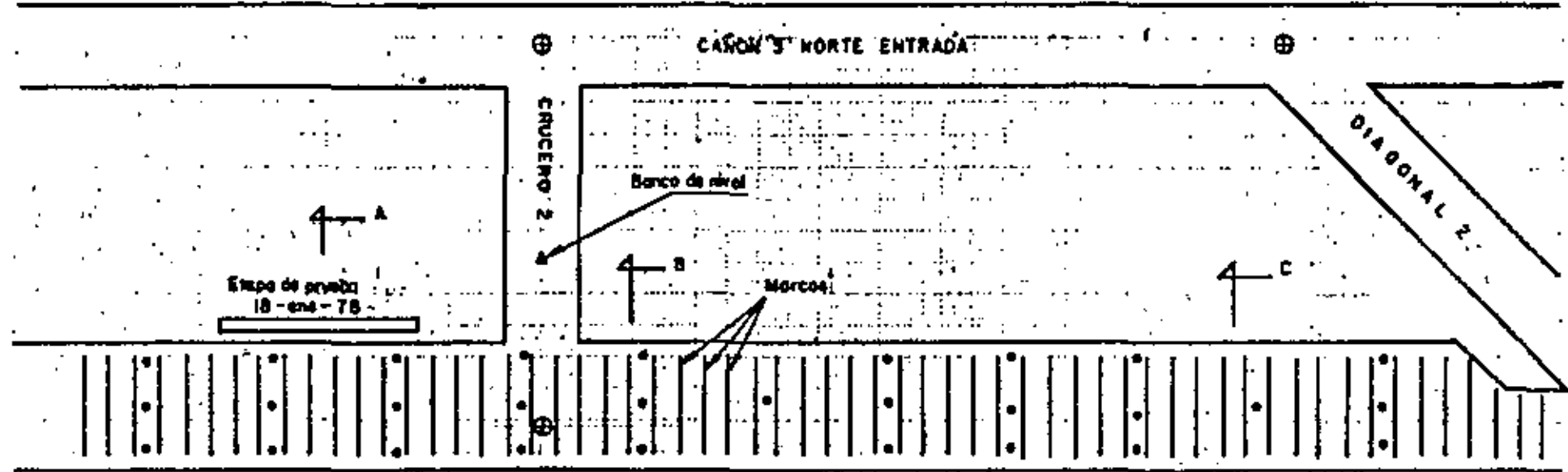


FIG. 2

30.00

CANON 3 NORTE ENTRADA



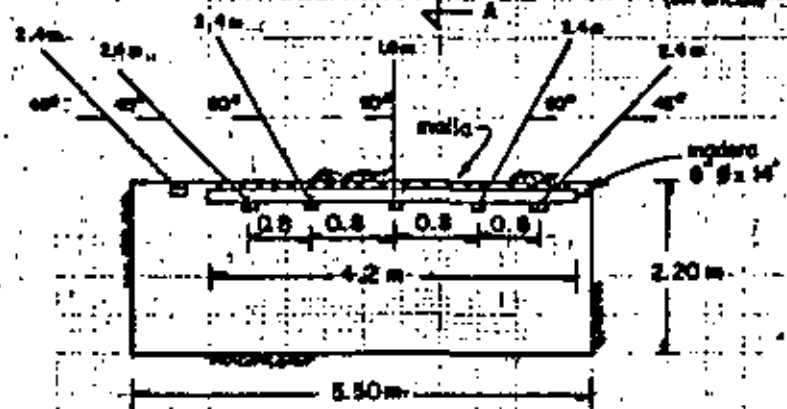
Estaciones de la instrumentación

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11

ZONA A

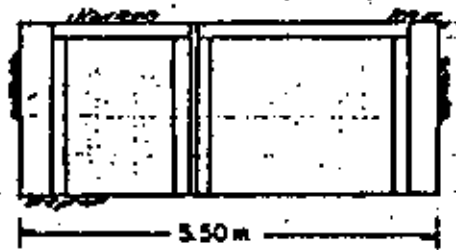
ZONA B (sin anclaje)

ZONA C



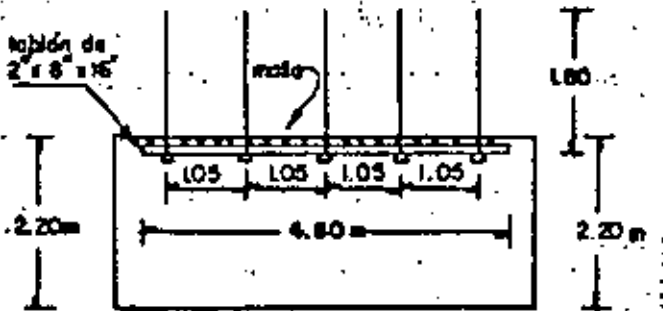
CORTE A - A

Anclaje en zona de prueba A



CORTE B - B

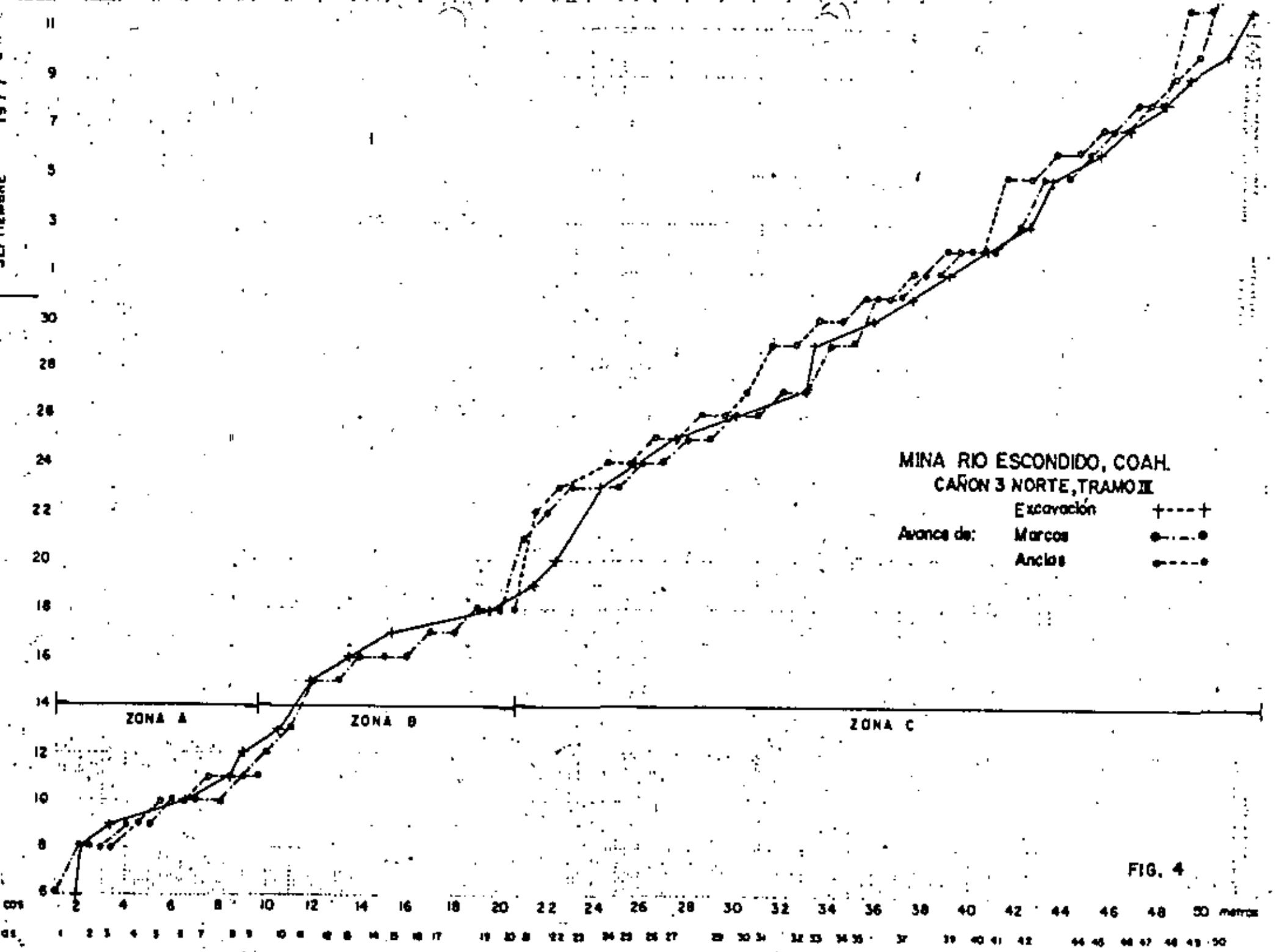
Corte de zona B sin anclaje

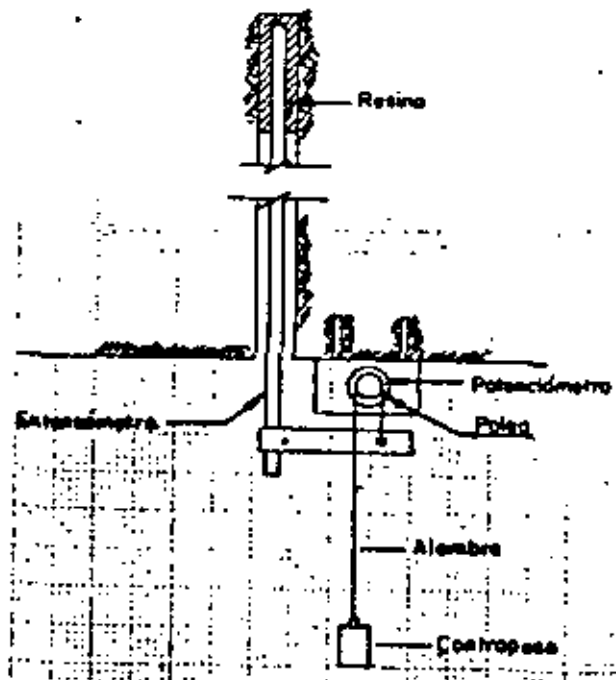


CORTE C - C

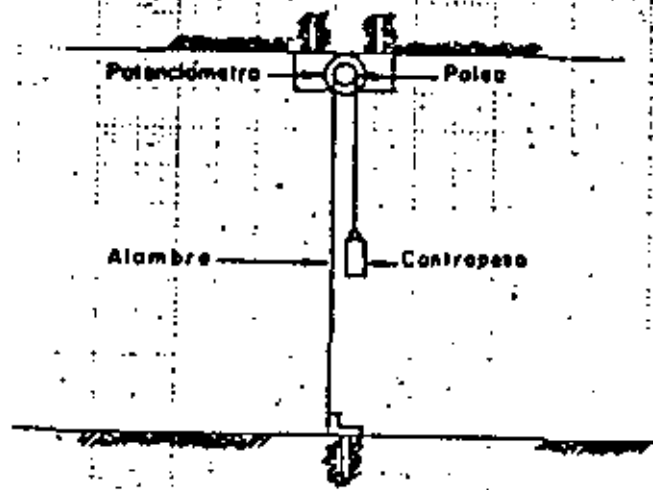
Anclaje en zona de prueba C

FIG. 3





EXTENSOMETRO DE PISO, PARED Y TECHO

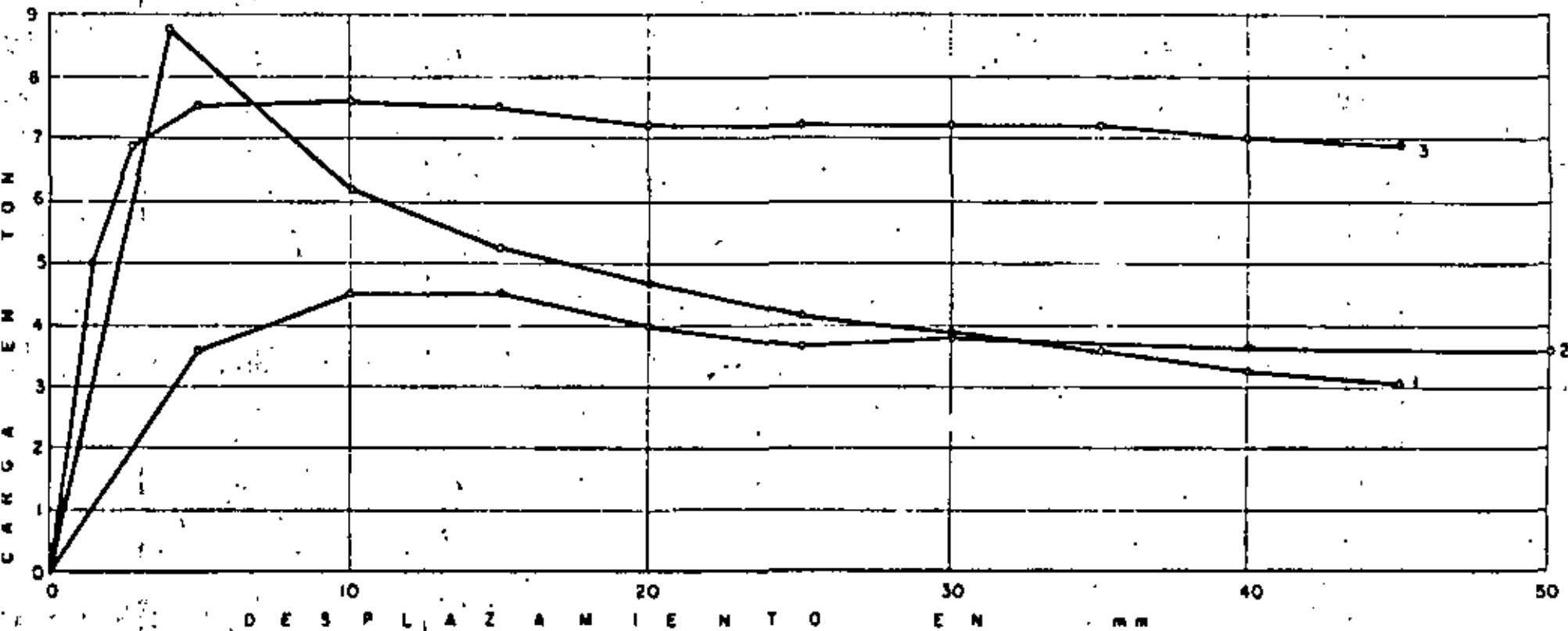


EXTENSOMETRO PARA MEDIR CONVERGENCIA

MINA RIO ESCONDIDO, COAH.
PRUEBA DE TENSADO DE ANCLAS
CAÑON 4 NORTE, REGRESO

FIG. 6

Las anclas consistieron en varillas corrugadas de acero grado duro de 1" de diámetro y 1.80 m de longitud. Se instalaron en perforaciones de 1 1/2" de diámetro. La falla ocurrió siempre en el contacto resina-roca. El ancla No. 2 quedó con 38 cm sin resina en la proximidad de la boca del barreno. Las otras anclas quedaron totalmente cubiertas de resina.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA
CONSTRUCCION**

**EVALUACION MEDIANTE INSTRUMENTACION DE LOS
MACIZOS ROCOSOS, DESPUES DE LA EXCAVACION**

ING. JAVIER E. BELLO MALDONADO

JULIO, 1982

EVALUACION MEDIANTE INSTRUMENTACION DE LOS
MACIZOS ROCOSOS, DESPUES DE LA
EXCAVACION

JAVIER E. BELLO MALDONADO, I.C. [*]

INTRODUCCION :

Las instrumentaciones planteadas en las excavaciones mineras que aquí se mencionan, tienen como objetivos principales verificar los parámetros que se utilizaron en los cálculos de los análisis de estabilidad empleados en dichas excavaciones, para determinar si el grado de aproximación, entre los parámetros obtenidos de pruebas de laboratorio y los extraídos de pruebas de campo es suficiente, o saber con que factor de seguridad se cuenta para cada caso.

Todos los casos aquí presentados son de excavaciones mineras ya realizadas, y a las cuales se planteo modificar o cambiar su estado actual.

[*] GEOSISTEMAS, S.A.

Como en casi todos los casos aquí expuestos, se menciona la ejecución de pruebas de carga "in-situ" e instalación de gajos hidráulicos planos; se dará una descripción de la ejecución de estos trabajos.

A.- PRUEBAS AL ESFUERZO CORTANTE "IN-SITU".

A.1.- Descripción de las pruebas de corte "in-situ"

Los ensayos se efectúan en probetas de 50 x 50 centímetros de base y 50 cm de altura aproximadamente, labradas dentro de la masa rocosa en el sitio elegido, con el mayor cuidado posible, para tratar de no afectar la resistencia en la base de la probeta, que es precisamente la superficie de prueba a esfuerzo cortante en la masa rocosa. La figura No. 1 muestra esquemáticamente las preparaciones que se llevan a cabo para poder realizar los ensayos de campo.

Cada ensayo consiste fundamentalmente en determinar el esfuerzo horizontal que se requiere aplicar en la base de la probeta, sujeta a un esfuerzo normal conocido, para producir la falla en esta superficie; la probeta se somete al menos a tres esfuerzos normales diferentes y para cada uno de ellos se deter-

3

mina el esfuerzo horizontal de corte que produce la falla y se miden las deformaciones causadas por los esfuerzos aplicados; se obtiene así la ley de resistencia al esfuerzo cortante, en función de los esfuerzos normales actuantes en la masa rocosa y así también, el orden de magnitud de las deformaciones que implican la falla en la misma.

Para permitir el labrado de la probeta y para poder alojar los dispositivos de aplicación de cargas horizontales y verticales, y los de medición de deformaciones, es necesario realizar una excavación previa de aproximadamente 2.5 x 1.6 metros de frente y 1.8 m de fondo. Esta excavación se efectúa usando perforadoras neumáticas de piedra para hacer un corte previo mediante barrenos sucesivos, los cuales se perforan tanto en el perímetro de la excavación como alrededor del frente de la probeta. Para retirar los bloques de roca delimitados por el precorte, se procede a efectuar pequeñas tronadas alternadas con barrenaciones, hasta dejar prácticamente descubierta la probeta; el labrado final se realiza con herramientas manuales.

Una vez labrada la probeta y habiéndose registrado las características físico-geológicas observables -

4

en cada una de sus caras, se procede a colar la protección de concreto de 7.5 cm de espesor en las caras laterales y de 15 cm de la parte superior; la parte inferior de esta cubierta queda desligada de la masa rocosa para impedir la generación de una resistencia al corte ajena a la ofrecida por la base de la probeta. La protección de concreto tiene la finalidad de evitar que la probeta se disloque debido a su fisuramiento durante la ejecución de la prueba y así también, permite distribuir uniformemente las fuerzas aplicadas en el ensayo; el proporcionamiento del concreto para la protección se efectúa para obtener la resistencia de 210 kg/cm² a los 3 días de edad, a la que se inicia la prueba correspondiente a la probeta preparada.

La fuerza vertical, normal a la superficie de falla, se aplica mediante un Gato Hidráulico con capacidad de 100 ton, el cual se apoya sobre un juego de placas "deslizantes", colocadas sobre la probeta, para permitir su libre desplazamiento sin modificar la dirección de la fuerza vertical aplicada; la reacción de este Gato se transmite al techo de la excavación mediante placas y vigas de acero, retacadas con tabloncillos de madera.

La fuerza que produce el esfuerzo cortante en la ba-

se de la probeta, se aplica mediante dos gatos hidráulicos con capacidad de 200 ton. cada uno, la carrera de sus pistones es de 16 centímetros; para aplicar la fuerza de corte en el centro geométrico del área de prueba, el eje de los gatos se sitúa formando un ángulo de 10 a 15° con respecto a la horizontal; la fuerza generada por estos gatos se transmite a la pared lateral de la excavación y a la probeta, por medio de placas de acero especialmente diseñadas, las cuales se apoyan sobre muretas de concreto coladas en la pared de la excavación y en la cubierta de protección con la inclinación correspondiente a la de aplicación de la fuerza. Cabe señalar que debido a la tangencial, en cada incremento de ésta fuerza se presenta un incremento de la fuerza normal, de magnitud correspondiente a la proyección vertical de la fuerza inclinada.

Para la medición de deformaciones durante la prueba se utilizan ocho micrómetros con aproximación de 0.0254 mm (0.001") y carrera de 2.5 cm; cuatro se usan para medir desplazamientos horizontales y los otros cuatro para medir deformaciones verticales. Estos micrómetros se apoyan en una estructura rígida, formada con ángulos metálicos de 1 1/4", la cual se empotra en la pared posterior de la excava-

ción, totalmente independiente de la probeta y de las paredes de apoyo de los sistemas de carga.

En cada probeta se programan tres pruebas, cada una bajo diferente esfuerzo normal aplicado; de esta manera se evitan las posibles variaciones en los resultados de las pruebas, causadas por la heterogeneidad de la roca y que se presentan al ensayar diferentes probetas para cada esfuerzo normal; sólo en la última de las pruebas, para el mayor esfuerzo normal aplicado en cada probeta, se induce la falla total por cortante en la superficie de prueba, hasta separar la probeta de su base; en las primeras pruebas, para esfuerzos normales del orden de un tercio y dos tercios del máximo a aplicar, los esfuerzos tangenciales se incrementan hasta lograr que, mediante la gráfica Esfuerzo Cortante-Deformación elaborada para cada prueba, se pueda anticipar, sin lugar a dudas, el valor del esfuerzo cortante que inducirá la falla bajo el esfuerzo normal aplicado. El esfuerzo tangencial se incrementa gradualmente en cada prueba y después de cada incremento se registran las deformaciones causadas en la probeta sólo cuando éstas se estabilizan con el tiempo se aplica un nuevo incremento de esfuerzo tangencial.

A.2.- Resultados obtenidos.

La figura No. 2 muestra las deformaciones provocadas en una probeta al aplicarse gradualmente la fuerza inclinada que provoca el esfuerzo tangencial; en la misma figura puede notarse que se determina con suficiente precisión el valor del esfuerzo cortante que provoca la falla en la probeta. La figura No. 3 contiene la representación en un plano de Mohr (Esfuerzo Normal-Esfuerzo Cortante), de los valores del esfuerzo cortante de falla correspondientes a cada valor del esfuerzo normal aplicado; con esta gráfica se puede obtener la Ley de Resistencia al Esfuerzo Cortante, para el rango de esfuerzos que se provocan en la probeta, la cual se muestra en la figura No. 3 como una línea recta; en la misma figura se señala el valor que puede deducirse para la resistencia a compresión simple de la masa rocosa, con base en los resultados del ensayo al esfuerzo cortante "in-situ".

B.- MEDICION DE LA PRESION ACTUANTE EN LA MASA ROCOSA USANDO GATOS PLANOS.

B.1.- Descripción del dispositivo de medición y su instalación.

Para realizar las mediciones de presión requeridas, se usa uno de los dispositivos de uso común para este propósito y que tiene un principio de funcionamiento hidromecánico muy sencillo; el "Gato Hidráulico Plano". Este dispositivo está constituido por una celda metálica hueca y de forma plana, o sea, con una de sus dimensiones considerablemente menor a las otras dos y muy flexible en el sentido de su menor dimensión; esta celda se llena con aceite a través de un conducto hermético al que se adapta una válvula de alta presión y por el cual, por medio de una bomba hidráulica, es posible inyectar o extraer aceite para aumentar o disminuir la presión interna, misma que transmite a través de sus dos superficies de carga a los cuerpos en contacto, siempre y cuando ofrezcan un apoyo efectivo; en otro conducto se acopla un manómetro para medir la presión existente en el Gato.

En términos generales, la medición de la presión

actuante en la masa rocosa por medio de Gatos Planos, se efectúa obligando a que las deformaciones provocadas en la roca al efectuar una ranura de dimensiones suficientes para instalar el Gato, sean recuperadas al aplicar presión al Gato después de que éste se ha colocado y empujado con un relleno de alta resistencia en la ranura excavada.

Los gatos planos tienen un área de carga de 40 x 40 cm y su espesor es de aproximadamente 3 cm; oportunamente son calibrados en el laboratorio hasta una presión de 200 kg/cm², para garantizar su correcto funcionamiento en el rango de presiones máximas previstas en las excavaciones.

Previamente a la ejecución de la ranura mencionada, se fijan en la roca puntos de referencia a cada lado del área por ranurar, para poder medir los movimientos que se originan tanto por la liberación de esfuerzos, como en las subsiguientes etapas de la prueba. Se instalan tres puntos de referencia a cada lado de las ranuras, como se muestra en la figura No. 4, en la que también se indican las líneas de las cuales se lleva un registro de movimientos durante la prueba.

Los movimientos en cada etapa se obtienen por me-

dio de la diferencia de lecturas de distancia entre puntos de referencia, en los lapsos requeridos; las distancias se miden con un extensómetro mecánico de precisión, con aproximación de 0.00254 mm (0.0001") y carrera de 6.35 mm (1/4").

Una vez instalados y fijos los puntos de referencia y tomadas las lecturas iniciales, se procede a la excavación de la ranura de 45 cm de longitud, mediante una línea de barrenos de 45 cm de profundidad, utilizando broca de 57 mm ϕ (2 1/4"), traslapando las perforaciones para lograr la adecuada formación de la ranura requerida. Al terminar la ranura, se miden las distancias entre puntos de referencia, las cuales, restadas de las iniciales, proporcionan las deformaciones "inmediatas" debidas al ranurado para conocer las deformaciones diferidas (viscoplásticas) y poder tomar en cuenta este efecto en la interpretación de la prueba por un lapso de 2 a 3 días se toman lecturas posteriormente. El Gato Plano se instala dentro de la ranura, relleno el espacio libre entre el Gato y la roca con un mortero expansivo, que al fraguar proporciona un apoyo adecuado para la transmisión de presiones y que a los 2 días de colado, adquiere una resistencia del orden de 210 kg/cm². Trans-

currido este período de fraguado, se puede iniciar la prueba, aplicando incrementos de presión en el Gato Plano y registrando las deformaciones provocadas entre los puntos de referencia.

9.2.- Ejecución de la prueba de Gato Plano.

La primera etapa de la prueba consiste de un ciclo de carga y descarga, incrementando paulatinamente la presión desde 0 hasta el valor de "cancelación", o sea, la presión que produce deformaciones que contrarrestan las deformaciones inmediatas ocurridas al hacer la ranura; cada incremento de presión es de 10 a 20 kg/cm², de tal forma que se cuentan con datos suficientes para definir la curva presión-deformación, después de cada incremento se mantiene la presión durante un lapso de 5 a 10 minutos al llegar a la presión de cancelación se descarga, también en etapas, hasta 0, midiéndose las deformaciones producidas en cada decremento, también en un lapso de 5 a 10 minutos. Inmediatamente después de terminar la descarga hasta 0, se carga nuevamente por etapas, hasta alcanzar la presión máxima de la etapa anterior; esta presión se mantiene constante durante un lapso de tiempo igual a la mitad del tiempo que toma hacer la ranura

para lo cual es necesario bombear aceite cada vez que baja la presión debido a las deformaciones diferidas ocurridas en la roca; transcurrido este lapso, se desconecta la bomba quedando el Gato con la misma presión alcanzada, llevándose ahora un control tanto en las deformaciones diferidas como del descenso consecuente en la presión del aceite (ya que el volumen interno en el Gato aumenta al progresar las deformaciones reduciendo la presión en el aceite que conserva su volumen); esta observación se prolonga por un lapso de tiempo igual al transcurrido desde el inicio de la ranura hasta que empieza la prueba, (del orden de 3 a 4 días), con el fin de que las deformaciones diferidas en la recuperación se presenten en un lapso igual a aquel en que se presentan deformaciones diferidas después de hacer la ranura. Con toda esta información recabada, se realiza un primer cálculo de la presión actuante en el sitio de la instalación. En la figura No. 5 se muestra esquemáticamente una curva presión-deformación idealizada de la secuencia de mediciones, en la que el punto "A" representa la presión-deformación alcanzada en la prueba, según se ha descrito hasta ahora.

Posteriormente, se efectúa un reciclaje para veri-

ficar la presión actuante, el cual constituye una segunda prueba y consta de las siguientes etapas: Una vez conectada nuevamente la bomba de aceite se descarga por etapas hasta 0, llegando al punto "B". A continuación se incrementa la presión, también por etapas y con la misma secuencia antes descrita, hasta lograr que las deformaciones registradas a partir del punto "B", tengan un valor Δ igual al indicado en la fórmula siguiente, en la cual los distintos términos involucrados corresponden a los datos indicados en la Figura No. 5.

$$\Delta = \delta_2 - \delta_1 - (\delta_1 - f)$$

Con la información obtenida en el reciclaje, se hace un segundo cálculo de la presión actuante, el cual se compara con el primer valor calculado y se determina finalmente la presión actuante en el sitio de estudio, así como una evaluación de la precisión lograda.

CASO I.- MINA PLOMOSES.

La Unidad Plomosas está ubicada en el Estado de Chihuahua, y está siendo explotada por Industrial Minera México, S. A., - (IMM, S.A.), en los cuerpos "CAROLA" y "EL 12" se estaba utilizando el método de "Salones y Pilares", los análisis efectuados tuvieron como propósito determinar la recuperación máxima del mineral que formaban los pilares, figura No. 6.

De los análisis efectuados se determinó cuales pilares no eran necesarios y se podían retirar sin ningún problema, y que pilares si eran necesarios y debían mantenerse o substituirse por otros elementos que trabajaran en la misma forma que los pilares existentes, figura No. 7.

INSTRUMENTACION.

Para certificar la exactitud de los resultados del análisis de estabilidad, en lo que toca a las presiones calculadas sobre los pilares existentes en las excavaciones, se recomendó medir la presión actuante en ellos, lo que certificaría la validez del análisis y las conclusiones apoyadas en él. Se planteó utilizar Gatos Hidráulicos Planos, instalados en los pilares que se encuentran en las posiciones señaladas en la figura No. 6, con objeto de realizar dichas mediciones.

También se planteó colocar dispositivos para medir las defor-

maciones de los techos de las excavaciones, que se provocarían al retirar los pilares existentes, la figura No. 6 muestra la ubicación de estos dispositivos, los cuales consistían en tubos telescopiados con graduaciones en milímetros, a los que se les adaptó un sistema de alarma que sonaba al producirse movimientos bruscos o con velocidad de deformación constante por un período de tiempo, lo cual sería indicativo de inestabilidad y permitiría tomar las medidas de reforzamiento necesarias.

CASO 2 A.- MINA SAN MARTIN.

La Unidad San Martín, explotada por Industrial Minera México S.A., (I.M.M.S.A.), se ubica en la población de Sombrerete en el estado de Zacatecas, entre los Niveles B y C se empleó el sistema de explotación de "Cámaras y Pilares" con corte y relleno, figura No. 9.

Los estudios de Mecánica de Rocas tuvieron como objetivo definir el grado de estabilidad de las excavaciones a realizar, las separaciones óptimas de los pilares y sus dimensiones necesarias, así como también definir las máximas aberturas que sería posible excavar, aprovechando las características geológicas y de resistencia de la masa rocosa, para lograr excavaciones que no requieren refuerzo alguno y lograr así una eficiencia óptima en la explotación del cuerpo mineralizado.

INSTRUMENTACION.

La instrumentación que se planteó, tuvo como objetivos principales, certificar el comportamiento esperado de los pilares de apoyo, en lo que respecta a esfuerzos y deformaciones inducidas por las cargas que generarían en las excavaciones a realizarse alrededor de ellos, y además, para poder precisar los esfuerzos actuantes en los pilares y compararlos con la resistencia obtenida para la masa rocosa en las pruebas de campo, y con ello poder fundamentar la posibilidad de reducir el área de los pilares, o en su caso, proporcionar los refuerzos que se requirieran en las zonas más esforzadas o partes más débiles.

*1.- INSTALACION DE GATOS HIDRAULICOS PLANOS PARA MEDIR LA PRESION ACTUANTE EN LOS PILARES DE SOSTENIMIENTO.

Se planteó instalar un Gato en cada uno de dos pilares, a la elevación del Nivel en que se inicia el pilar, con el objeto de conocer la presión impuesta en la base del pilar y su variación conforme avanzaría la explotación. En los mismos pilares, cuando alcancen una altura de 17.5 y 35.5 m se instalarían otros Gatos Planos, para certificar la magnitud y distribución de las presiones actuantes y con esta información se fundamentaría la posibilidad de reducir su área en la explotación subse-

cuenta, figura No. 10.

En los Gatos que se instalarían al iniciar la explotación, los dispositivos de lectura se ubicarían en los paneles del Nivel 8, con objeto de poder efectuar lecturas posteriores al relleno del sitio en que se instalarían, figura No. 11. Y en el caso de los Gatos que se instalarían a 17.5 y 35.5 m sobre el Nivel 8, los dispositivos de lectura se ubicarían en el sitio con acceso permanente más próximo a los pilares, figura No. 12.

b).- INSTALACION DE INCLINOMETROS PARA MEDIR DEFORMACIONES HORIZONTALES.

Para conocer el comportamiento de los pilares en cuanto a deformaciones y detectar indicios de falla, o bien, establecer con certidumbre que no existe, se medirían las deformaciones longitudinales y los desplazamientos horizontales que sufrirían los dos pilares instrumentados con Gatos Planos, con objeto de poder correlacionar esfuerzos y deformaciones en ellos, figura No. 13.

Con el propósito de medir los corrimientos horizontales inducidos en el pilar se instalarían inclinómetros capaces de medir desplazamientos en dos direcciones ortogonales, para lo cual, en los pilares instrumentados

se fijaría la tubería de deslizamiento del inclinómetro, en tramos de longitud igual al espesor del relleno de jales e inmediatamente antes de que se iniciara la colocación de éstos en cada avance de la explotación. Se tomaría una serie de tres lecturas inmediatamente antes y después de realizar las explotaciones en el techo, y también, inmediatamente antes y después de proceder a la colocación de los rellenos de jales, con objeto de observar los efectos de estas operaciones, y además, conocer el comportamiento de los pilares con el tiempo.

c).- INSTALACION DE EXTENSOMETROS DE POSICION MULTIPLE PARA MEDIR DEFORMACIONES VERTICALES.

Se plantó instalar extensómetros mecánicos de posición múltiple, con 6 puntos de referencia cada uno, igualmente espaciados en la altura total del pilar, para medir las deformaciones axiales verticales. Estos extensómetros se instalarían en barrenos con diámetro comprendido entre 2.5" y 3.25" perforados en el eje del pilar, desde un túnel de acceso excavado a partir de uno de los túneles de operación, más próximos a la ubicación del pilar correspondiente, el extensómetro y sus accesorios deberían ser instalados desde el momento en que se empezaran a formar los pilares a la altura del Nivel 8, un punto de referencia se ubicaría precisamente a esta elevación, figura No. 14.

Todas las lecturas registradas en los instrumentos debieron reportarse en forma gráfica, mostrando la variación del efecto medido contra el tiempo.

CASO 2 B.- MINA SAN MARTIN.- REBAJE 4-950.

Como parte de los estudios planteados para el rebaje entre los Niveles 8 y 6 de la Mina San Martín, se propuso la determinación de los esfuerzos a que estaban sometidos los pilares del Rebaje 4-950, ya formado en la Mina.

INSTRUMENTACION.

La instrumentación consistió en la colocación de un Gato Plano Hidráulico en cada uno de los pilares que se dejaron en este rebaje, figura No. 15, con objeto de conocer las presiones actuantes en los pilares y de esta manera determinar las fuerzas resultantes para cada pilar, comparando los parámetros medidos en los Gatos Planos, con los calculados en el análisis del Método del "Arco de Trabajo Mínimo".

RESULTADOS.

1.- De la interpretación de las mediciones realizadas con los Gatos Planos, se pudo concluir que en el pilar sur actuaba una presión de 75 kg/cm², figura No. 16, y en el pilar norte se tenía una presión de 117 kg/cm², figura

No. 17; estas presiones consideradas uniformes en las áreas respectivas de los pilares que fueron medidas directamente en la Mina a la elevación en que se colocaron los Gatos Planos, figuras No. 18 y 19, arrojaron fuerzas resultantes de 19,400 ton. para el pilar sur y 50,600 ton. para el pilar norte, figura No. 20.

2.- Del análisis de estabilidad realizado mediante el método del "Arco de Carga de Trabajo Mínimo", teniendo en cuenta la variación de las características geométricas de los arcos en función de la amplitud de la abertura, se estableció que de acuerdo con la ubicación de los pilares, el peso del material bajo los Arcos de Carga que gravita sobre los pilares, era de 18,500 ton. para el pilar sur y de 55,930 ton. para el pilar norte. Comparando las fuerzas calculadas sobre los pilares mediante el método de análisis citado, con las fuerzas medidas mediante los Gatos Planos instalados, se pudo establecer que la diferencia entre ambos valores era de sólo 4% en el pilar sur y de 10% en el pilar norte; esta aproximación de las fuerzas calculadas con respecto a las medidas, es totalmente satisfactoria para todos los fines prácticos encaminados a la evaluación de la estabilidad de la excavación y al diseño de los pilares que formaban parte del soporte de los techos, figura No. 20.

3.- De acuerdo a los dos puntos anteriores, se pudo concluir sin lugar a duda que sobre los pilares de una excavación subterránea a base de salones y pilares, no actúa el total de la presión inducida por el peso del material que se encuentra por arriba de la excavación, sino que esta es distribuida a los lados de la abertura mediante los Arcos de Carga, y los pilares, sólo deben soportar el peso del material que se encuentra por arriba de ellos y bajo el Arco de Carga, figuras No. 21 y 22.

4.- Como resultado colateral del objetivo fundamental del estudio, se estableció que la presión actuante en el pilar sur contaba con un factor de seguridad amplio del orden de 3.3., suponiendo que la resistencia de la masa rocosa en este rebaje fuese igual al valor determinado de las pruebas "in-situ" realizadas en el Nivel 2. Los ensayos de laboratorio efectuados para ambas ubicaciones parecen indicar que tal suposición es aceptable. En el pilar norte la presión actuante tenía un factor de seguridad igual a 1.3, que es aproximadamente igual al mínimo recomendable para excavaciones subterráneas no permanentes, por lo tanto, se recomendó que el pilar norte conservara el área con que contaba el pilar, para mantener el grado de estabilidad que se presentó; por lo que respecta al pilar sur, si la excavación en la parte superior no se viera afectada, el área de este pilar, podría reducirse a una sección de 16 m² como mínimo.

CASO 3.- MINA LA ENCANTADA.

LA ENCANTADA, S. A., se localiza en el estado de Coahuila, dentro de la Unidad Contreras, en Orampo; en esta Mina se estaba explotando por Servicios Industriales Peñoles, S.C., una caliza mineralizada denominada "Cuerpo de Fríate", que comprendía la extracción de la roca que se encontraba entre los Niveles de trabajo 785 a 660. El Cuerpo mineralizado se encontraba fuertemente alterado observándose delaznable en algunos sitios; rodeaba al Cuerpo mineralizado un "Malo Ferrroso Hematítico", que en partes, también presentaba alteración y era delaznable; la mayor parte de este "Malo" se observaba con consistencia de suelo rígido intemperizado, en este Cuerpo se habían formado túneles por donde se realizaba la extracción del mineral; en noviembre de 1975 se encontraba fragmentado el mineral arriba del Nivel 695 y la extracción se realizaba por el 690 principalmente, y por los Niveles 680 y 685. Como resultado de las extracciones se había formado una bóveda sobre el Cuerpo la cual tenía 90 m de largo, 40 m de ancho y una altura aproximada del piso de la rebaje al techo de la bóveda de 80 m; el espesor del techo en el centro era de 36 m, en el extremo oeste de 35 m, y en el extremo este de 85 m. Con el propósito de definir el grado de estabilidad de esta bóveda, la Gerencia de la Mina La Encantada, S. A., encomendó llevar a cabo un análisis de Mecánica de Rocas, tendiente a definir el factor de seguri-

dad de la bóveda, así como la determinación de las deformaciones que fuesen indicativas de inestabilidades, para compararla con las que serían registradas por los extensómetros colocados desde la superficie en el techo de la bóveda.

INSTRUMENTACION.

La instrumentación consistió en colocar dos extensómetros de posición múltiple de contrapesos desde la superficie, ubicados en la posición que muestra la figura N° 23, con cuatro puntos de medición cada uno, colocados a las profundidades que señalan las figuras N°. 24 y 25. Estos extensómetros tuvieron la particularidad de contar con un sistema de alarma, colocado del extensómetro, a la caseta de operación del malacate, el cual sonaba al producirse desplazamientos en los puntos, de una manera brusca o con velocidad de deformación sostenida por un período largo; esta instrumentación se complementó con nivelaciones que se realizaron sobre puntos de referencia fijos, localizados superficialmente en el área de la bóveda, figura N° 23, con objeto de conocer los asentamientos superficiales en los extensómetros. También se planteó instalar Gatos Hidráulicos Planos para medir los esfuerzos actuantes en la masa rocosa adyacente a la cavidad; y extensómetros de posición múltiple de bocina para medir los desplazamientos de puntos de referencia situados a 1, 3, 6, 10, 15, 30 y 50 m desde la pared de la excavación, los

cuales fueron instalados sobre una de las paredes de los túneles para evitar la ejecución de un barrenado expresamente para este fin, lo cual fué ventajoso tanto desde el punto de vista de operación del instrumento, como en el aspecto económico, estos extensómetros permitirían obtener los desplazamientos horizontales de las paredes de la bóveda, figuras 26, 27 y 28.

Del análisis de estabilidad efectuado se concluyó que si los desplazamientos alcanzaban alrededor de 25 mm en total, o su velocidad de deformación superaba 1.0 mm por día en un lapso mayor de 10 días, estos serían indicios de inestabilidad potencial; y las lecturas en los extensómetros, complementadas con las nivelaciones de los bancos de nivel superficiales, permitirían cuantificar el volumen de roca con potencialidad de colapso.

También se recomendó efectuar pruebas de resistencia al esfuerzo cortante en campo, con objeto de verificar los valores de las resistencias empleadas en los análisis, los cuales estaban basados en pruebas de laboratorio, lo que permitiría certificar los factores de seguridad obtenidos en los análisis, los cuales mostraban que el grado de estabilidad de la bóveda era satisfactorio.

RESULTADOS.

Las figuras No. 24 y 25 muestran los desplazamientos progresivos con la profundidad a diferentes fechas, para cada uno de los puntos de referencia de los extensómetros BO-1 y BO-2. Como se puede ver, los desplazamientos en el extensómetro BO-1 son del orden de 1.0 mm y en el extensómetro BO-2 alcanzan hasta 3.5 mm; la dirección del desplazamiento acusaba un ascenso en los puntos de referencia, que por sistemático en todos ellos invalidaba la posibilidad de que se debiera a comprimidos del instrumentor; las variaciones de temperatura y humedad registradas tampoco mostraban relación consistente con las variaciones medidas, y por lo tanto, se dedujo que tal comportamiento debió obedecer a asentamientos de la superficie del suelo sobre la bóveda, causado por la acción retardada del aflojamiento que se iniciaba en los límites de la cavidad, y con el tiempo, progresaba hacia la superficie, y naturalmente, también hacía el interior de la masa rocosa que rodeaba la cavidad. Las nivelaciones en los puntos fijos que se propuso instalar, hasta esa fecha no se habían tomado y por lo tanto no permitieron confirmar que ese comportamiento deducido hubiese sido correcto, por lo que se recomendó efectuar las nivelaciones sobre los cinco bancos señalados para cada extensómetro, indicando que deberían ser cuidados y de precisión.

Aceptando el asentamiento superficial de 1.0 mm en el extensómetro BO-1 y de 4.0 mm en el BO-2, los desplazamientos pro-

gresivos graficados contra la profundidad en las figuras No. 24 y 25, revelaron una total estabilización en el BO-1, y un aparente aflojamiento en la faja de 15 m de espesor adyacente a la cavidad en la ubicación del extensómetro BO-2; este aflojamiento fué de 1.5 mm entre enero 11 y febrero 29 de 1936, y no era indicativo de potencial colapso.

El 26 de agosto de 1936 a las 3 A.M., sonó la alarma del extensómetro BO-2, colocado en el área este de la bóveda figura No. 29; esta alarma fué provocada por un desprendimiento de material del techo de la bóveda, que arrastró a dos puntos de referencia de este extensómetro, los colocados a 60 m y 55 m medidos desde el brocal del barranco, puntos No. 1 y 2; el movimiento detectado se tradujo después en el desprendimiento continuo de fragmentos, que el personal de la Mina de Gujo eran de tamaño más o menos grande a juzgar por los golpes que se escucharon al caer los desprendimientos en la resaca que formaba el colchón.

Los caídos continuaron durante todo ese día y nuevamente sonó la alarma del extensómetro BO-2, a causa de la caída del punto No. 3, colocado a 47 m de profundidad desde el brocal, que también fué arrastrado por el desprendimiento del material.

Se observó en el Nivel 750, una fractura localizada en la de

embocadura del túnel de acceso a la bóveda, con una abertura de 2" de separación, notándose en las paredes y en el techo del túnel un alto fracturamiento. También el 27 de agosto se escucharon desprendimientos del techo de la bóveda de menor tamaño que los del día 26, según dedujo el personal de la Mina que escuchó los golpes en ambos días; el granco en el día 26 fue más o menos constante y sólo en la noche hubo un lapso, desde las 9 hr. hasta las 6.00 A.M. del día 27, en que no se escucharon desprendimientos, la noche del 27 al 28 tampoco se escucharon caídos; de la observación de la oquedad se dedujo que aproximadamente tendría la configuración que se muestra en la figura No. 29; además se observó la superficie del terreno sobre la bóveda y cercana a ella, y no se localizaron grietas recientes o indicios de inestabilidad superficiales. El personal de la Mina observó por el Nivel 790 la ocurrencia de otros desprendidos, así como, el producto de éstos que se pudo deducir eran de pequeñas dimensiones y se habían acumulado formando un talud desde la oquedad formada y hasta el Nivel 720 aproximadamente.

Como se puede ver en las lecturas de los extensómetros, los desprendimientos ocurridos en la parte noroeste de la bóveda, afectaron de manera más importante al extensómetro BO-2, donde por la calidad de la roca, a juzgar por su RQD, es considerablemente mejor que en el barrenos BO-1, donde por la baja calidad de la roca era de esperarse con mayor probabilidad

la ocurrencia de desprendimientos.

Las nivelaciones que se muestran en la figura No. 30, señalan que como se había anticipado de las primeras lecturas de los extensómetros, aparentemente el área sobre la bóveda sufrió un descenso que estaba comprendido entre 3 y 12 mm según acusaron los puntos de referencia No. 1, 2 y BNE; aún cuando los resultados de las nivelaciones mostraron fuertes desviaciones. Fue definitivo que el punto sobre el extensómetro BO-1, bajó 4 mm y el correspondiente al extensómetro BO-2 bajó alrededor de 8 mm., si se toman los promedios de las envolventes probables de las nivelaciones.

Las mediciones realizadas en los extensómetros, graficadas contra la profundidad, hasta el 25 de agosto de 1976, figuras No. 24 y 25, indicaron que sobre el barrenos BO-1, el movimiento superficial y el de los puntos de referencia del extensómetro habían sido imperceptibles, esto es, fueron del orden de fracciones de milímetro; en cambio, sobre el extensómetro BO-2 se confirmó que la parte superficial sufrió un descenso del orden de 7 mm, mientras que los puntos más cercanos a la bóveda lo tuvieron comprendido entre 2.4" y 3.7 mm.

Después de haber ocurrido estos caídos en la bóveda se recomendó tomar medidas de prevención las cuales consistieron en reinstalar puntos de referencia en el extensómetro BO-2, a

distancias de 2, 5, 9, 15 y 25 m. medidos desde el brocal sobre la bóveda actual, lo que también permitiría determinar con certidumbre el límite que alcanzaron los desprendidos de agosto 26 a septiembre 2.

También se recomendó continuar con las nivelaciones sobre los puntos de referencia superficiales que se habían estado nivelando hasta ese momento, pero además fue indispensable situar otros puntos de nivelación en zonas definitivamente fuera del área en que se proyectaban excavaciones subterráneas, con objeto de asegurar que estos puntos no tenían movimiento y que las nivelaciones sobre ellos acusaban esta condición, para poder así certificar que la aproximación de las nivelaciones sobre los puntos que sí tenían posibilidad de movimiento fuese adecuada.

Se consideró altamente recomendable perforar un barrenado de exploración en la ubicación en que habían terminado los desprendidos ocurridos, con objeto de analizar los materiales muestreados en este barrenado y determinar de esta manera si existía o no la falla geológica que los hechos parecían evidenciar, además, la instalación de un nuevo extensómetro en este barrenado, permitiría detectar el progreso de movimientos en la continuación de los desprendidos y permitiría anticipar la posibilidad de otros desprendidos en el futuro.

Como resultado de las pruebas de esfuerzo cortante realizadas en la Mina, se estableció que la resistencia a compresión simple de la masa rocosa de la bóveda, fluctuó entre 51 y 80 kg/cm², con un promedio de 63.5 kg/cm², que de acuerdo con las observaciones para clasificación de la roca presente en la bóveda pudo ser aplicado en general para la masa rocosa de la bóveda.

Se compararon las presiones medidas en los Gatos Planos, con los esfuerzos calculados por medio de la generación de los Arcos de Carga, determinando la flecha, longitud y espesor del Arco de Trabajo Mínimo y calculando los esfuerzos a que estaba sometido el Arco, a la altura correspondiente donde se instaló, comparando el esfuerzo medido en el Gato Plano haciendo intervenir el ángulo de inclinación con que entra el Arco de Carga en el sitio en donde se colocó el Gato.

Los resultados obtenidos de la comparación realizada de los esfuerzos medidos en la masa rocosa, con los calculados, considerando la generación del Arco de Carga se muestran en la figura No. 31. Como se observa en la figura, las diferencias obtenidas de esta comparación fueron de 2.8 y 2.4t en los Gatos colocados en los Niveles 750 y 800. Por lo que se pudo concluir que en el Nivel 750 se tenía una presión de 18.3 kg/cm² y en el Nivel 800 actuaba una presión de 9.3 kg/cm².

CASO J. B. - CUERPO 660.

Servicios Industriales Peñoles, S.C., también planeó explotar en la "Mina La Encantada", el Cuerpo del mineral denominado "Cuerpo 660", aplicando el método de "Corte y Relleno", por lo que encomendó llevar a cabo los trabajos y estudios de Mecánica de Rocas necesarios, para analizar la estabilidad general de las excavaciones que se realizarían, para de esta manera, fundamentar sobre mejores bases las determinaciones de las amplitudes de las excavaciones, de los soportes y refuerzos necesarios, y de las secuencias de explotación, para lograr una total recuperación del cuerpo mineralizado, realizando los procesos de extracción en excavaciones seguras y de costo no mayor al que resultara de aprovechar al máximo posible las características de resistencia de la masa rocosa.

INSTRUMENTACION.

A fin de conocer con certidumbre aceptable la resistencia de las formaciones rocosas, se planeó ejecutar tres pruebas de esfuerzo cortante "in situ", distribuidas; dos en el cuerpo mineralizado y una en la maliza estéril, que son las formaciones donde se generarían los Arcos de Carga, que constituyen el mecanismo de autoaporte de las excavaciones subterráneas. Las ubicaciones de los sitios de pruebas seleccionadas

donde se indican en la figura No. 12, estos sitios fueron representativos de las condiciones medias y más desfavorables apreciables en la zona de interés en lo que se refiere a resistencia de la masa rocosa.

Para observar a escala natural los efectos que producirían amplitudes del orden de magnitud, de las anticipadas como necesarias en las excavaciones para explotación en la roca mineralizada del Cuerpo 660, se decidió llevar a cabo la excavación de rebajas piloto con abertura de 6, 8 y 10 m dentro de la formación de interés. Se excavaron solamente dos rebajas piloto; el primero en el Nivel 615 de 6 x 13 m de base por 3 m de alto y el segundo en el Nivel 660 de 8.8 x 13.7 m de base y 1 m de alto aproximadamente, figuras 12 y 13.

En el rebaje de 6 x 13 m, únicamente se observó un desprendido de consideración, de aproximadamente 1.5 x 1.5 m de base y 0.4 m de espesor; en cambio en el rebaje de 8.8 x 13.7 m se presentaron varios desprendimientos del techo, desde el momento mismo de terminarse la excavación y aún después de amacizar, los cuales después tendían a enbovedarse con el transcurso del tiempo.

Se planeó medir las deformaciones inducidas por la excavación en los rebajes piloto, con objeto de conocer su progreso con el tiempo y su correlación con las posibles inestabi-

lidades observadas en los rebajes, o bien, establecer la magnitud de las deformaciones entre techos y pisos que implicarían la completa estabilización de las excavaciones. Con tal objeto, se instalaron puntos de referencia para medir las variaciones de las distancias del piso al techo de la excavación en varios sitios, las ubicaciones se muestran en la figura No. 34.

Las distancias entre los puntos de referencia instalados, se midieron periódicamente con un longímetro de precisión figura No. 35, que consta de una cinta de acero "invar" graduada a intervalos de 5 mm y un dispositivo en el que se fija la cinta en una de sus marcas de 5 mm; el aparato contiene un dinamómetro para medir tensión y un micrómetro de carátula graduada en 0.01 mm. Después de colocar en un punto de referencia un extremo de la cinta y en el punto opuesto al extremo del dispositivo de medición, se tensa el conjunto a 15 kg y se lee en el micrómetro la distancia que debe restarse a la marca en que se fijó la cinta; el resultado adicionado de una constante del aparato, permite obtener la distancia real entre los puntos de referencia, medida con una sensibilidad de 0.01 mm. Las variaciones de la distancia acusadas las deformaciones provocadas.

RESULTADOS.

De acuerdo con los parámetros obtenidos en las pruebas de esfuerzo cortante SC-I, SC-II y SC-III, efectuadas en la Mina, se pudo concluir que las propiedades de resistencia a compresión no confinada, que intervienen preponderantemente en los análisis de estabilidad de las excavaciones, tienen los valores que se consignan en la figura No. 36. De acuerdo con la observación de las superficies de falla en las muestras ensayadas y los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se concluyó que para los análisis de estabilidad de las excavaciones a efectuarse para la explotación del Cuerpo 660, sería necesario adoptar para la roca mineralizada el valor de resistencia a compresión no confinada que es 15.3 kg/cm², resultante de los promedios de las pruebas de campo SC-I y SC-II, y una resistencia que es 18 kg/cm² para la caliza estéril, que resultó de la prueba SC-III. Estos valores se utilizaron para juzgar los esfuerzos inducidos en los Arcos de Carga que se generarían como mecanismos de soporte natural de las excavaciones, tanto en la formación de la caliza estéril encajonante como en el Cuerpo del Mineral mismo.

Los resultados de las mediciones efectuadas fueron realizadas en el lapso de noviembre 18 de 1976, cuando se instalaron los puntos de referencia en el rebaje de 6 x 13 m, el 14 de diciembre de ese mismo año; y para el rebaje de 8.8 x 13.7 m, el lapso de las mediciones que se muestran fueron --

del 16 de diciembre de 1976 al 15 de enero de 1977. Con base en estas observaciones se pudo concluir que en el rebaje de 6 m de ancho después de un buen amacizado de las rocas -- desprendidas que se presentaban al finalizar la excavación, se observaba una estabilidad satisfactoria; las deformaciones registradas, indicaban también una estabilidad gradual, que con las mediciones posteriores se esperaba comprobar que ya no progresarían, y en consecuencia, que ya no ocurrieran desprendimientos del techo, figura No. 37.

En el rebaje de 8.8 m de ancho, además de que se tuvieron -- grandes desprendimientos al excavarlo, aún después de un riguroso amacizado, continuaron presentándose con frecuencia -- desprendimientos de dimensiones considerables, figura No. 38. Las deformaciones medidas en este rebaje indicaban que en -- los sitios de los puntos de referencia, 5-6, 7-8, 9-10 y 11-12, ya no progresaban apreciablemente; en cambio, en los puntos 1-2 y 3-4 se observaba que los movimientos continuaban -- con velocidades y magnitudes considerables y era de esperarse que después de enero 5 se presentaría un desprendimiento aún mayor entre los puntos 1-2 y 3-4. Por lo anterior, se -- concluyó que una excavación de 8.8 m de ancho en el Cuerpo -- mineralizado, no podría considerarse satisfactoriamente estable, pues presentaría muchos desprendidos difícilmente controlables que mermarían la seguridad de las operaciones, más aún cuando en la etapa de extracción las excavaciones serían

múltiples y se propiciarían mayormente las inestabilidades. Por tanto, se determinó que una abertura de 8.0 m es prácticamente el límite de las amplitudes que es posible excavar -- en la explotación del Cuerpo 560. Un ancho de 6.0 m en rebaje simple, presentó una estabilidad satisfactoria toda vez -- que los techos de estas excavaciones se amacicen y se protejan contra el intemperismo, que también se observó afectaba notablemente el material expuesto en los límites de las excavaciones.

CASO 4.- MINA INGUARAN. - NIVEL 800.

La Mina Inguarán esta siendo explotada por Industrial Minera México, S.A. y se localiza en el estado de Michoacán, cerca de la población de la Huacana, la realización de los trabajos y estudios, tuvieron como objetivo definir el grado de estabilidad de los túneles de extracción del Nivel 800 de la Mina y, en su caso, los refuerzos que resultaran necesarios, para poder juzgar la conveniencia de colocarlos y anticipar las zonas de la Mina en que es probable la aparición de inestabilidades, con el propósito de plantear las operaciones de extracción en el nivel 800, de forma tal que el volumen de material extraído en este Nivel sea el máximo posible y, así también, prever la época en que sería conveniente iniciar las preparaciones para realizar la extracción por los Niveles inferiores al 800.

INSTRUMENTACION.

Para cumplir con los objetivos de los trabajos y estudios -- planteados en la Mina, se programaron hacer pruebas de corte "in-situ", las cuales permitirían precisar la resistencia al esfuerzo cortante de la masa rocosa, que había sido deducida de los resultados de las pruebas de laboratorio anteriormente efectuadas.

También se planteó medir la presión actuante en los pilares de apoyo del Nivel 800, para conocer la magnitud que actuaba en los pilares que se encontraban entre los túneles y cámaras de extracción, y así poder comparar dicha presión actuante, con la resistencia a la falla de la masa rocosa y con los resultados del análisis de estabilidad realizado, se programó la medición de la presión actuante en 6 sitios, cuyas ubicaciones se muestran en la figura No. 38. En esta figura también se muestran los 3 sitios de las pruebas de corte que se efectuaron y que fueron representativos de las condiciones más desfavorables observadas en la zona de interés, en lo que se refiere a la resistencia de la masa rocosa.

Con el propósito de conocer el grado de estabilización logrado con la instalación de los anclajes para refuerzo de la masa rocosa alrededor de los túneles de extracción, que fueron definidos como necesarios en el diseño aproximado inicial, -- se establecieron secciones de control, en las que se instalaron puntos de referencia, para medir las deformaciones inducidas en los túneles por la presión. Las ubicaciones de estas secciones de control se muestran en la figura No. 39. -- Estas deformaciones se midieron periódicamente con un longímetro de precisión figura No. 35, el cual consta de una cinta de acero "invar" graduada a intervalos de 3 mm. y un dispositivo en el que se fija la cinta, en una de sus marcas de 5 mm contiene un dinamómetro para medir tensiones y un micrómetro-

con cántula graduada en 0.01 mm. Después de colocar en un punto de referencia un extremo de la cinta y un otro punto al extremo del dispositivo de fijación, se tensa el conjunto a 15 kg y se lee, en el micrómetro la distancia que debe restarse a la marca en que se fijó la cinta, adicionada de una constante del aparato, para así obtener la distancia real entre los puntos de referencia, con una sensibilidad de 0.01 mm.

RESULTADOS OBTENIDOS.

De las tres pruebas de corte ejecutadas se obtuvieron los valores para el esfuerzo cortante a la falla, el cual se midió con suficiente claridad, figuras No. 40, 41 y 42, y que corresponde al esfuerzo normal aplicado; estos valores para cada una de las tres pruebas efectuadas, en las tres probetas ensayadas, se graficaron en un plano de Mohr, (Esfuerzo-Normal-Esfuerzo Cortante), para obtener las "Leyes de Resistencia" que se muestran en la figura No. 43; en la gráfica se incluyeron las variaciones de resistencia deducidas de los ensayos de laboratorio, tomando en cuenta la presencia de discontinuidades en la masa rocosa; para este caso, se pudo ver la satisfactoria proximidad de las deducciones de laboratorio con respecto a los resultados de las pruebas de campo. También de las tres pruebas realizadas directamente en la Mina, en los tres distintos pilares del Nivel 800, se concluyó que la resistencia a compresión simple fluctuó entre 93 y 148 kg/cm², con un promedio de 120 kg/cm² que es aplicable en ge-

neral para el Nivel 800, según se deduce de la observación y clasificación de la roca en todos los pilares de ese Nivel.

De los resultados de las mediciones efectuadas para conocer las presiones en el Nivel 800, se pudo concluir que en los pilares donde se midieron esfuerzos de compresión de 90 y 110 kg/cm², los esfuerzos calculados son de 96 y 113 kg/cm² respectivamente, lo cual indicó una aceptable predicción del método de cálculo.

De los resultados de las deformaciones registradas en el período de agosto 24 de 1974 a febrero 10 de 1975, se determinó que las secciones 1, 3 y 4, mostraron velocidades de deformación nulas, o sea que presentaron tendencias estables; no así las secciones 2a, 5 y 6 que acusaron las siguientes deformaciones:

Sección 2 A.— Con los datos disponibles se pudo concluir que el techo del túnel descendió un promedio de 6 mm, entre el 7 y el 18 de noviembre de 1974, y el pilar izquierdo, que corresponde al intermedio entre las campanas 5 y 6, se alargó 4 mm en sentido horizontal; esta sección se encontraba próxima a las fallas geológicas del área noroeste del cuerpo minero, figura No. 45.

Sección 5.— En esta sección se estableció, de acuerdo con la

interpretación de las mediciones, que se produjo un movimiento causado por esfuerzos cortantes y de compresión, acusando en el techo un corrimiento de 4 mm hacia el oeste y un descenso del orden de 4 mm, figura No. 46.

Sección 6.- De las mediciones efectuadas en esta sección se pudo establecer que solamente se había presentado un descenso uniforme del techo, del orden de 1.0 mm, figura No. 47.

Para medir la presión actuante en los pilares del Nivel 800, se colocaron 5 Gatos Planos, su ubicación se muestra en la figura No. 39, en cada uno de los gatos instalados, se efectuó como primera fase de la medición, un ciclo de carga y descarga y una segunda carga, realizando cada una de estas etapas con incrementos y decrementos de presión, a intervalos de tiempo aproximadamente iguales, la primera carga se llevó hasta una presión tal, que canceló la deformación producida durante el ranurado, para lo cual se requirieron de 4 a 7 incrementos de presión; a continuación se descargó totalmente el Gato con dos decrementos de presión y a seguida se cargó con dos incrementos, hasta alcanzar la misma presión de la primera etapa de carga. En cada una de las tres etapas mencionadas, la presión producida se mantuvo durante 5 minutos, midiéndose la deformación inducida alrededor de la ranura en cada caso; por tanto, durante toda esta fase, se midieron sólo las deformaciones prácticamente instantáneas.

Con los datos obtenidos de la primera fase de la prueba, se efectuó una primera estimación de la presión actuante en cada uno de los sitios de medición; los Gatos Planos se dejaron cargados con una presión del mismo orden de la estimada, se entregó una gráfica presión-deformación representativa de cada uno de los Gatos Planos instalados. En la cuarta columna de la figura No. 48, se muestran los valores deducidos de estas primeras estimaciones. Sin embargo, el tiempo transcurrido entre el inicio de las perforaciones requeridas para formar la ranura y el inicio de la prueba, es por lo menos tres a cuatro días, y las deformaciones inducidas en la roca previamente a la prueba aumentan paulatinamente, en ese lapso de tiempo, debido al comportamiento visco-plástico característico de las masas rocosas; es decir, la roca que circunda la ranura presenta una deformación prácticamente instantánea al perforarla, y una deformación diferida, o "fluencia" durante el lapso de tiempo arriba mencionado, que incluye el tiempo de ejecución de la ranura en donde ha de alojarse el Gato, la instalación del Gato Plano, el relleno con mortero del espacio libre entre el Gato Plano y la roca y el tiempo de fraguado de dicho mortero, que es del orden de 36 hrs. para que alcance una resistencia adecuada para que soporte las presiones a las que estará sometido durante la prueba. En cambio, la primera fase de la prueba se efectuó según se mencionó, midiendo deformaciones prácticamente instantáneas. Por lo tanto, para poder comparar las deformaciones produci-

das durante la descarga (ranurado), que incluyan la fluencia antes mencionada, con las deformaciones producidas al cargar el Gato durante la prueba, es necesario medir además de las deformaciones instantáneas producidas durante la primera fase, las deformaciones diferidas producidas en la roca durante un lapso de tiempo al menos del mismo orden del indicado en el párrafo anterior (3 a 4 días), para estar en condiciones de calcular con mayor precisión la carga actuante en el sitio respectivo.

Normalmente, después de realizar las mediciones antes descritas, se da por concluida la medición con el Gato Plano, obteniéndose la presión actuante en la dirección normal al dispositivo. Sin embargo, como en este caso se requirió medir la variación de presiones conforme progresa la extracción, se continuaron las observaciones de la presión indicada en los manómetros y el progreso de las deformaciones entre los puntos de referencia de la medición; de estas mediciones se observó un importante efecto de fluencia visco-plástica de la masa rocosa, acusada por una reducción de la presión registrada, acompañada de un progreso en las deformaciones provocadas en la recarga del Gato. La falta de antecedentes sobre este comportamiento en brechas granodioríticas, obligó a investigarlo detalladamente en los Gatos instalados, para lo cual se realizó un ciclo de descarga y recarga en los dispositivos, registrando las variaciones de la dis-

tancia entre los puntos de referencia. Con base en estos reciclajes de la presión, se determinó la influencia del comportamiento visco-plástico en los valores de la presión determinados inmediatamente después de instalar los Gatos, que se vieron afectados por la fluencia visco-plástica que ocurre por descarga al realizar la ranura y por recarga al efectuar la primera medición; como los lapsos para la fluencia por estos motivos no son iguales, es necesario determinar su efecto.

Después de observar los Gatos cargados con la presión de la primera etapa, que produjo la estabilización de las deformaciones por efectos visco-plásticos, se efectuó la recarga programada para poder valorizar el efecto de la fluencia. Al terminar el reciclaje y con objeto de observar las variaciones de la presión, se dejó en cada Gato una presión del mismo orden que la correspondiente a la primera estimación de la presión actuante, mientras se estudió el efecto de la fluencia visco-plástica.

Los resultados de las mediciones de la presión actuante en los pilares del Nivel 800, indicaron que los valores calculados como resultado del Análisis de estabilidad a base de Arcos de Carga, tienen aproximaciones comprendidas entre -14% y $+15\%$, que fueron totalmente satisfactorias desde el punto de vista práctico, para un análisis de excavaciones subterráneas.

debe mediante un procedimiento simplificado del comportamiento mecánico, como fue el aplicado.

"R E F E R E N C I A S"

- 1.- ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA LA RECUPERACION DE PILARES EXISTENTES EN LOS CUERPOS "CAROLA Y EL 32", DE LA UNIDAD-
PIONOSAS DE IMM, S.A., EN EL ESTADO DE CHIHUAHUA.

INFORME ELABORADO PARA INDUSTRIAL MINERA MEXICO, S.A. POR
GEOSISTEMAS, S.A., EN FEBRERO DE 1976.

- 2.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS PILARES DE SOSTENIMIENTO
DEL REBAJE ENTRE LOS NIVELES 9 Y 6 DE LA MINA SAN MARTIN
DE INDUSTRIAL MINERA MEXICO, S.A., EN SOMBRERETE, ZACATE-
CAS.

INFORME ELABORADO PARA IMM, S.A., POR GEOSISTEMAS, S.A. -
EN MARZO DE 1976.

- 3.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL REBAJE 4-950 DE LA MINA SAN
MARTIN, DE INDUSTRIAL MINERA MEXICO, S.A. EN SOMBRERETE,
ZACATECAS.

INFORME ELABORADO PARA IMM, S.A. POR GEOSISTEMAS, S.A. EN
ENERO DE 1976.

- 4.- ANALISIS DE LA BOVEDA EXCAVADA EN EL CUERPO "LA PRIETA",
PARA ESTABLECER EL GRADO DE ESTABILIDAD DEL TECHO Y DEFI-
NIR LAS MAGNITUDES DE LAS DEFORMACIONES QUE SEAN INDICATI-
VAS DE INESTABILIDAD GENERAL.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C. MINA LA ENCANTADA, --
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN ENERO DE 1976.

- 5.- MEDICIONES, PRUEBAS DE CAMPO Y ANALISIS EFECTUADOS PARA
VERIFICAR EL ANALISIS PRELIMINAR DE ESTABILIDAD DE LA BO-
VEDA DEL CUERPO "LA PRIETA" EN LA MINA LA ENCANTADA, EN -
OCAMPO, COAHUILA.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C. MINA LA ENCANTADA, --
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN JUNIO DE 1976.

- 6.- OBSERVACIONES DE LOS DESPRENDIMIENTOS OCURRIDOS EN EL PE-
RIODO DEL 26 DE AGOSTO AL 2 DE SEPTIEMBRE EN EL TECHO DE-
LA BOVEDA DEL CUERPO "LA PRIETA" EN LA MINA LA ENCANTADA.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C. MINA LA ENCANTADA, --
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN SEPTIEMBRE DE 1976.

- 7.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES A REALIZARSE
EN EL "CUERPO NUEVO 660", PARA ESTABLECER LA GEOMETRIA DE
LAS EXCAVACIONES, LOS SOPORTES NECESARIOS Y LAS SECUEN-
CIAS CONVENIENTES, PARA EMPLEAR EL METODO DE "CORTE Y RE-
LLENO" EN LA EXPLOTACION.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C. MINA LA ENCANTADA, --
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN ENERO DE 1977.

- 8.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES QUE SE REALI-

ARAN EN LA ZONA EN QUE SON ADYACENTES LOS CUERPOS "660"-
Y "LA PRIETA", DE LA MINA LA ENCANTADA DE INDUSTRIAS-PERO
LES.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C., MINA LA ENCANTADA. -
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN MARZO DE 1977.

9.- DISEÑO APROXIMADO DEL SISTEMA DE ANCLAJE PARA REFUERZO DE
LOS TUNELES DE EXTRACCION EN EL NIVEL 800 DE LA MINA IN-
GUARAN, EN MICHOACAN.

INFORME ELABORADO PARA IMM, S.A., MINA INGUARAN, POR GEO-
SISTEMAS, S.A., EN SEPTIEMBRE DE 1974.

10.- MEDICIONES, PRUEBAS DE CAMPO Y ANALISIS EFECTUADOS PARA -
VERIFICAR EL DISEÑO APROXIMADO DEL ANCLAJE DE REFUERZO -
PARA LOS TUNELES DE EXTRACCION DEL NIVEL 800 DE LA MINA-
INGUARAN, EN MICHOACAN.

INFORME ELABORADO PARA IMM, S.A., MINA INGUARAN, POR GEO-
SISTEMAS, S.A., EN FEBRERO DE 1975.

11.- MEDICION DE LA PRESION ACTUANTE EN LOS PILARES DE APOYO -
EN LOS NIVELES 800 Y 765 DE LA MINA, EN MICHOACAN.

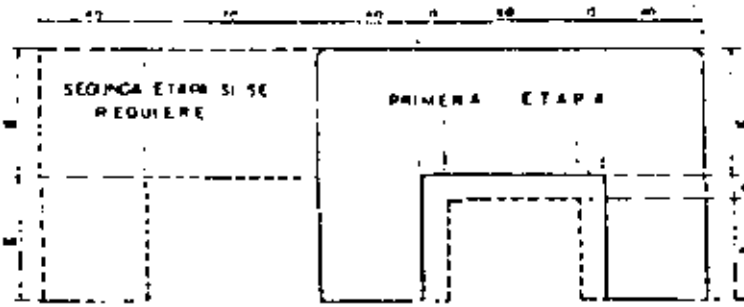
INFORME ELABORADO PARA IMM, S.A., MINA INGUARAN, POR GEO-
SISTEMAS, S.A., EN ENERO DE 1976.

"LISTA DE FIGURAS"

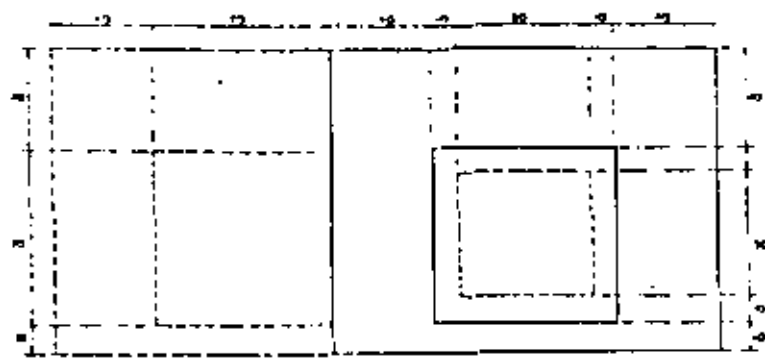
- 1.- Prueba de corte directo "in-situ".
- 2.- Gráfica prueba de corte directo "in-situ".
- 3.- Gráfica de Mohr, prueba de corte directo.
- 4.- Prueba de Gato Plano.
- 5.- Gráfica prueba de Gato Plano.
- 6.- Mina Plomosas.- Plantas cuerpos "Carola y El JJ".
- 7.- Mina Plomosas.- Pilares de concreto ciclopeo.
- 8.- Mina Plomosas.- Dispositivo para medir deformaciones de -
piso a techo.
- 9.- Mina San Martín.- Planta Nivel 8.
- 10.- Mina San Martín.- Ubicación de Gatos Planos para medir en
Zuerros en los pilares.
- 11.- Mina San Martín.- Corte Nivel 8.
- 12.- Mina San Martín.- Corte Nivel 6.
- 13.- Mina San Martín.- Inclinómetro para medir deformaciones -
horizontales.
- 14.- Mina San Martín.- Extensómetros para medir deformaciones
verticales.
- 15.- Mina San Martín.- Planta rebaje 4-950.
- 16.- Mina San Martín.- Prueba de Gato Plano Pilar Sur.
- 17.- Mina San Martín.- Prueba de Gato Plano Pilar Norte.
- 18.- Mina San Martín.- Planta Pilar Sur.
- 19.- Mina San Martín.- Planta Pilar Norte.
- 20.- Mina San Martín.- Tabla comparativa de resultados.
- 21.- Mina San Martín.- Sección transversal A-A.- Pilar Sur.
- 22.- Mina San Martín.- Sección transversal B-B.- Pilar Norte.
- 23.- Mina La Encantada.- Planta de ubicación de extensómetros.

- 24.- Mina La Encantada.- Desplazamientos progresivos con la profundidad.- Extensómetro 80-1
- 25.- Mina La Encantada.- Desplazamientos progresivos con la profundidad.- Extensómetro 80-2
- 26.- Mina La Encantada.- Localización de extensómetros Nivel 750.
- 27.- Mina La Encantada.- Localización de extensómetros Nivel 720.
- 28.- Mina La Encantada.- Detalles de extensómetros longitudinales.
- 29.- Mina La Encantada.- Corte longitudinal.
- 30.- Mina La Encantada.- Nivelaciones superficiales.
- 31.- Mina La Encantada.- Comparación de las presiones medidas en los Gatos Planos con los esfuerzos calculados.
- 32.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Planta de ubicación.
- 33.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Planta del nivel 635 re baja piloto.
- 34.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Ubicación de los puntos de medición de convergencia.
- 35.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Longímetro de cinta invar.
- 36.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Propiedades de resistencia de la masa rocosa usadas en el análisis de estabilidad.
- 37.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Desplazamientos en el rebaje 635.
- 38.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Desplazamientos en el rebaje 660.
- 39.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Planta de localización de los dispositivos de medición.
- 40.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Prueba de esfuerzo cortante en campo 5C-1.
- 41.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Prueba de esfuerzo cortante en campo 5C-2.

- 42.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Prueba de esfuerzo cortante en campo 5C-3.
- 43.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Ley de resistencia obtenida de las pruebas de corte "in-situ".
- 44.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Ubicación de los puntos de resistencia.
- 45.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Interpretación de diámetros.- Sección 2-A.
- 46.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Interpretación de diámetros.- Sección 5.
- 47.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Interpretación de diámetros.- Sección 6.
- 48.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Presiones actuantes en los pilares de apoyo del Nivel 800.

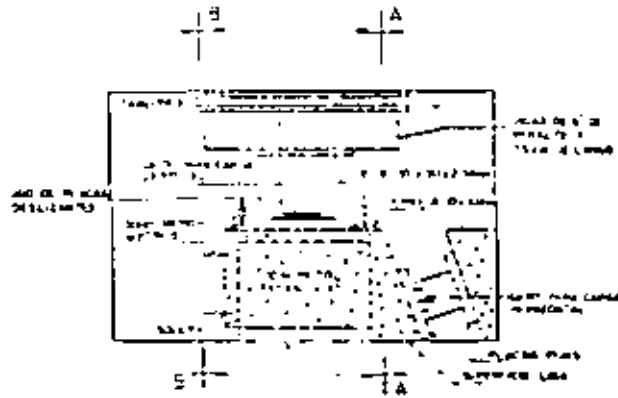


FRENTE

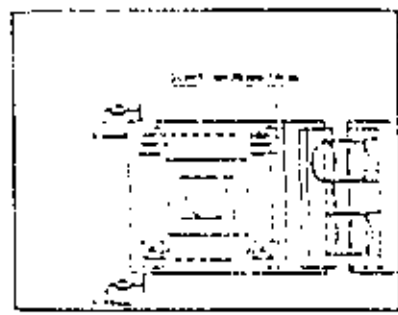


PLANTA

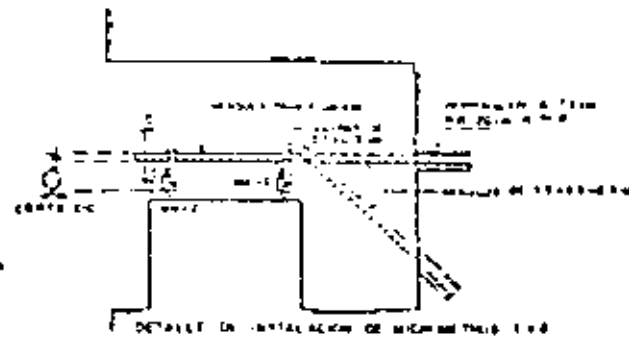
EXCAVACION PREVIA



FRENTE



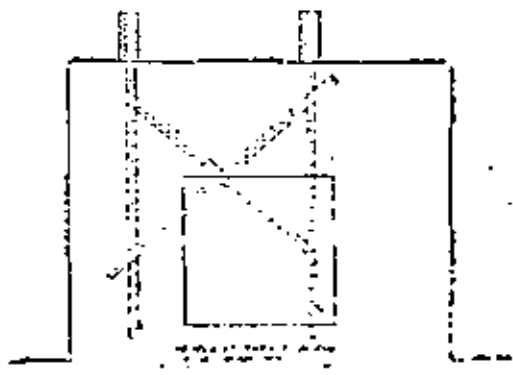
PLANTA



CORTE A-A



CORTE B-B

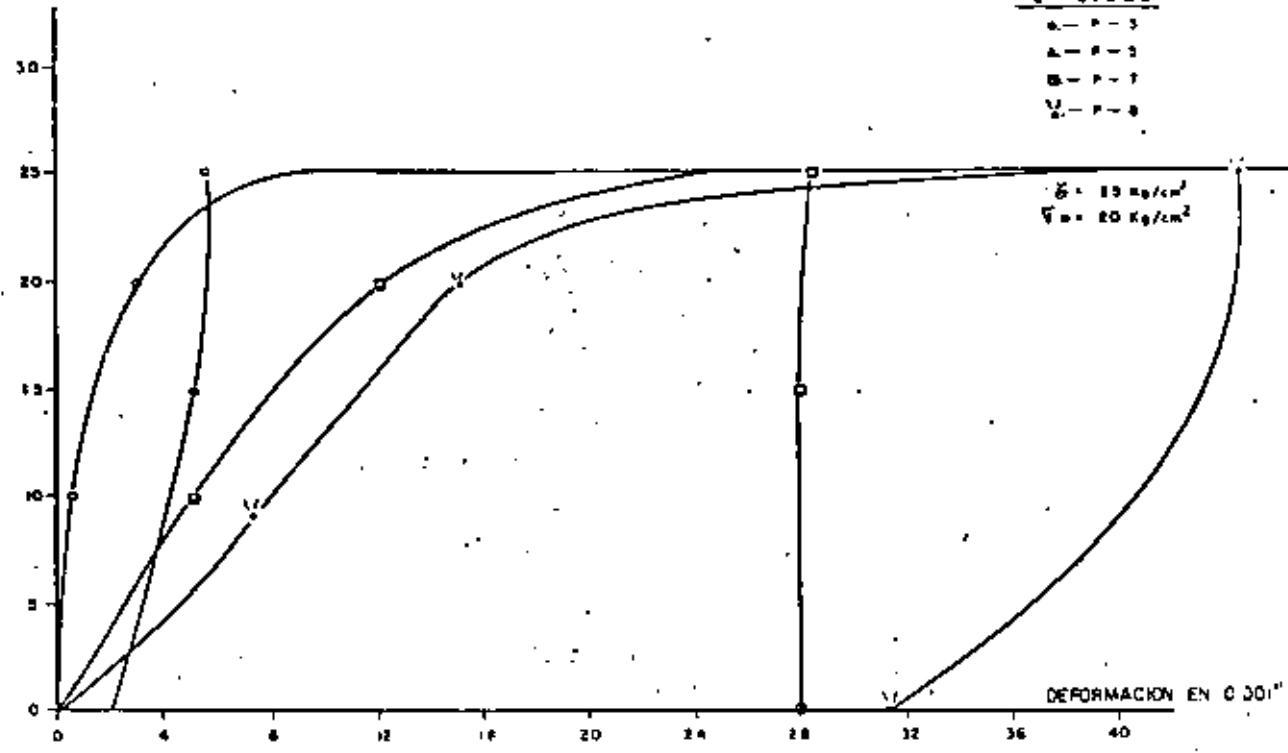


MINA INGUARAN
PRUEBA DE CORTE DIRECTO

Esfuerzo cortante
 τ (Kg/cm²)

SC-II NIVEL 700

1^{er} CICLO
 ○ - P-3
 △ - P-3
 □ - P-7
 √ - P-8



DEFORMACIONES PROVOCADAS EN UNA PRUEBA DE CORTE "IN-SITU"

FIGURA Nº 2

Esfuerzo cortante
 τ (Kg/cm²)

PRUEBA SC-I LOCALIZACION N-800

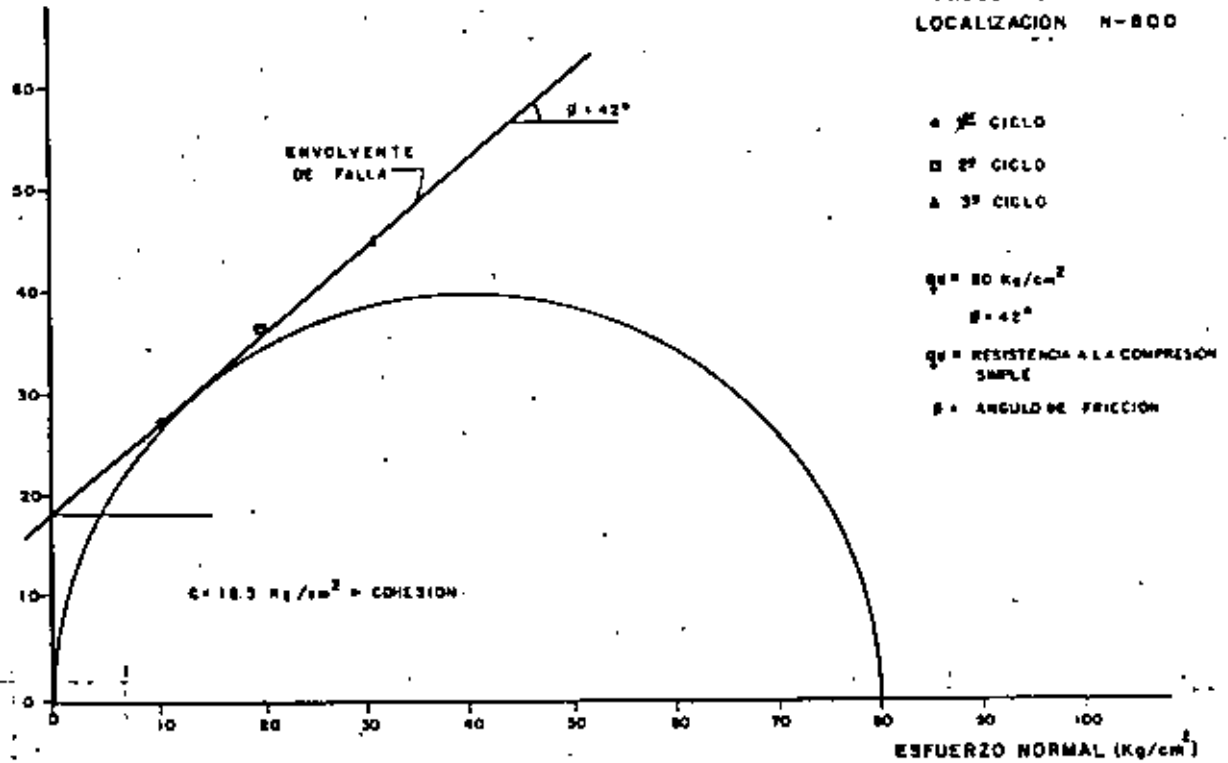
○ 1^{er} CICLO
 □ 2^o CICLO
 △ 3^o CICLO

$q_u = 80 \text{ Kg/cm}^2$

$\phi = 42^\circ$

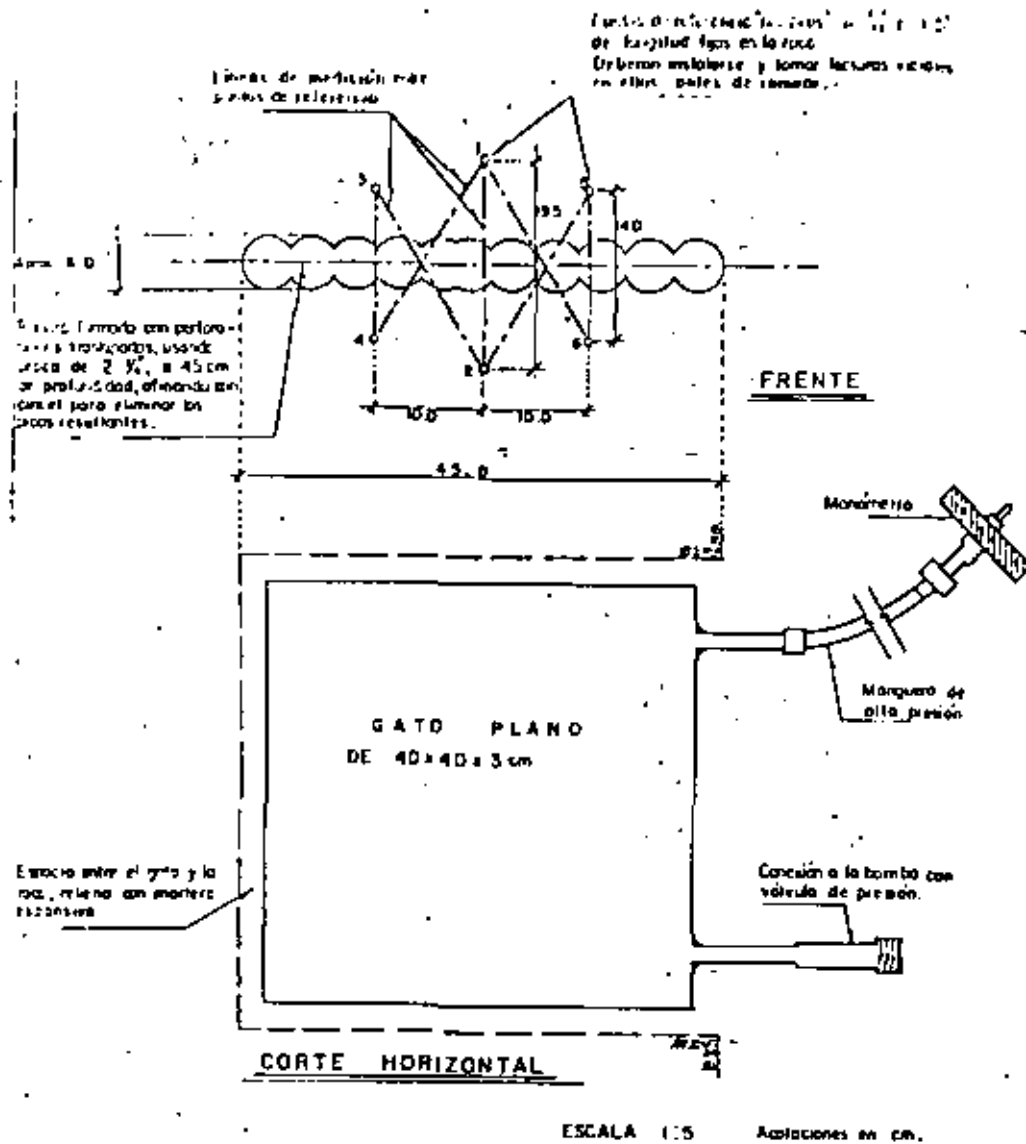
q_u = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE

ϕ = ANGULO DE FRICCION

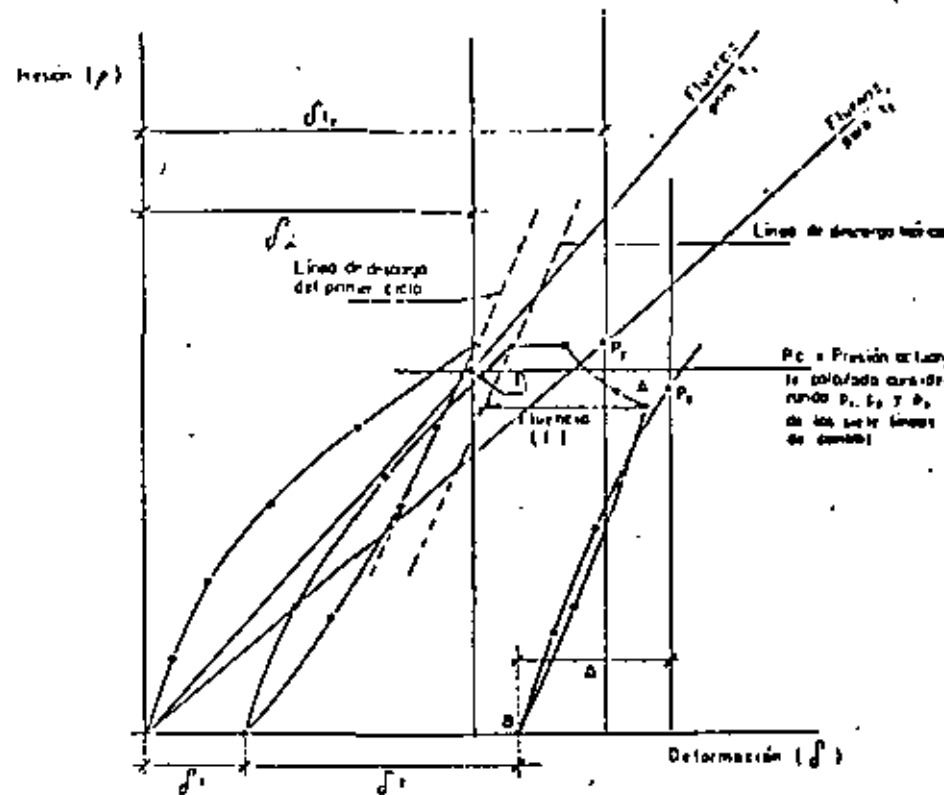


LEY DE RESISTENCIA OBTENIDA EN LA PRUEBA DE CORTE "IN-SITU"

FIGURA Nº 3



DETALLE DE INSTALACION DE GATOS PLANOS



SIMBOLOGIA

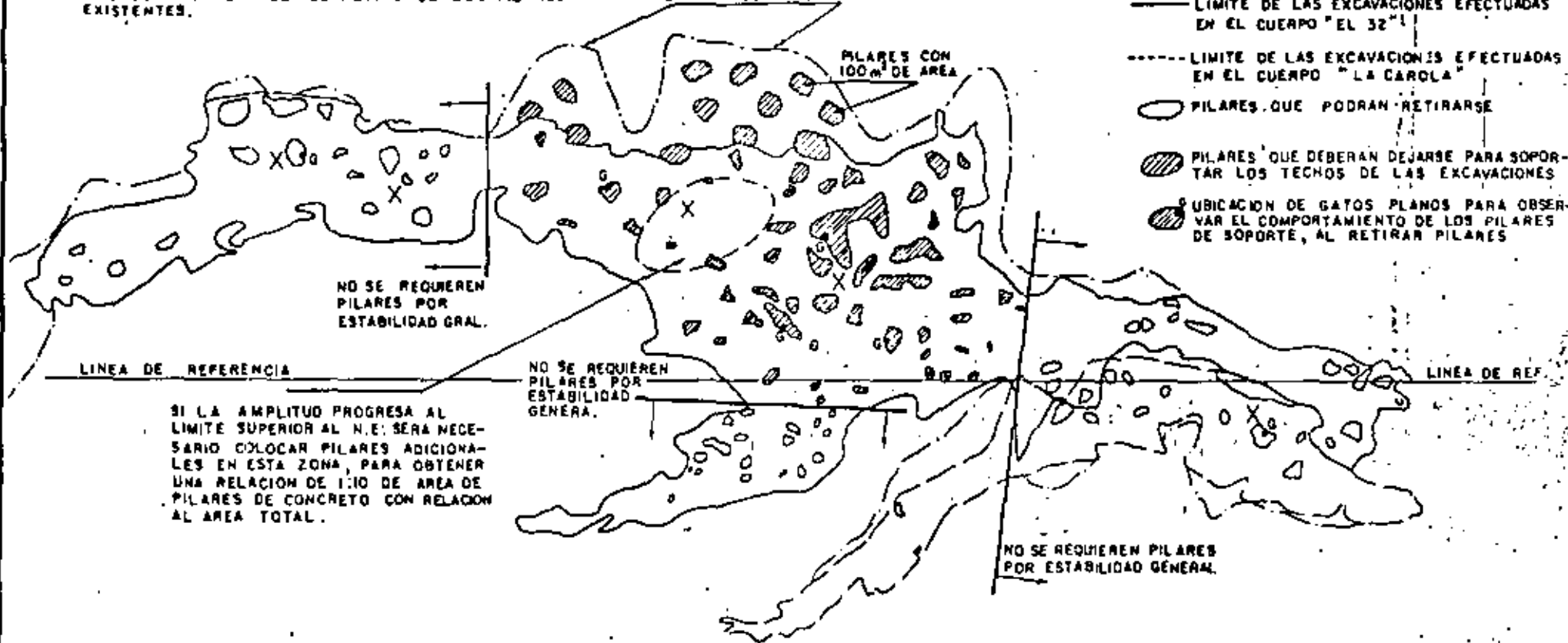
- δ_1 deformación producida inmediatamente después de terminar la ranura para un tiempo t_1 .
- δ_{1r} deformación para el tiempo t_1 , antes de iniciar la carga en el Gato.
- δ_1, δ_2 deformaciones permanentes producidas por el primero y el segundo ciclos de carga y descarga, respectivamente.
- P_r, P_c presiones de cancelación considerando defluencias a tiempos t_1 y t_2 , respectivamente.
- Δ deformación a cancelar en la segunda prueba.
- P_s presión de cancelación de Δ .

ESQUEMA DE SECUENCIA DE LA PRUEBA DE GATO PLANO

X DISPOSITIVOS PARA MEDIR LAS DEFORMACIONES DE LOS TECHOS DE LAS EXCAVACIONES QUE SE PROVOCARON AL HACER EL RETIRO DE LOS PILARES EXISTENTES.

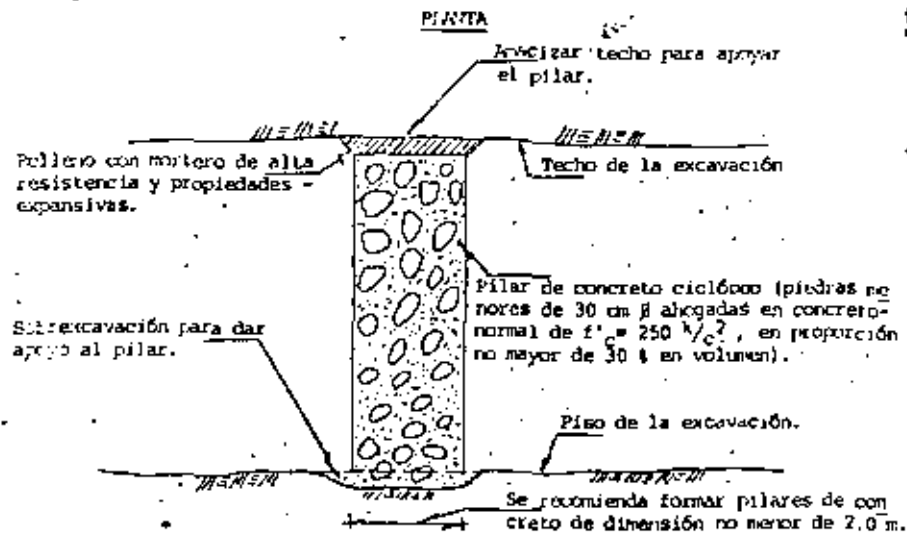
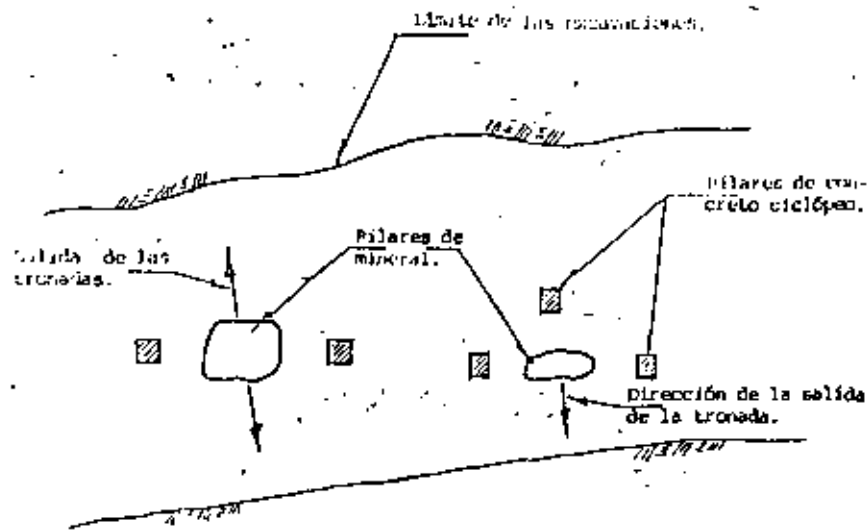
PARA ESTA ZONA SE CONSIDERO QUE LA EXCAVACION PROGRESARA HASTA EL LIMITE Y SE REQUERIAN LOS PILARES MOSTRADOS.

- LIMITE DEL CUERPO MINERALIZADO
- LIMITE DE LAS EXCAVACIONES EFECTUADAS EN EL CUERPO "EL 32"
- LIMITE DE LAS EXCAVACIONES EFECTUADAS EN EL CUERPO "LA CAROLA"
- PILARES QUE PODRAN RETIRARSE
- ▨ PILARES QUE DEBERAN DEJARSE PARA SOPORTAR LOS TECHOS DE LAS EXCAVACIONES
- UBICACION DE GATOS PLANOS PARA OBSERVAR EL COMPORTAMIENTO DE LOS PILARES DE SOPORTE, AL RETIRAR PILARES



MINA PLOMOSA

PLANTA DE LOCALIZACION, "CAROLA" Y "EL 32"



ELEVACION

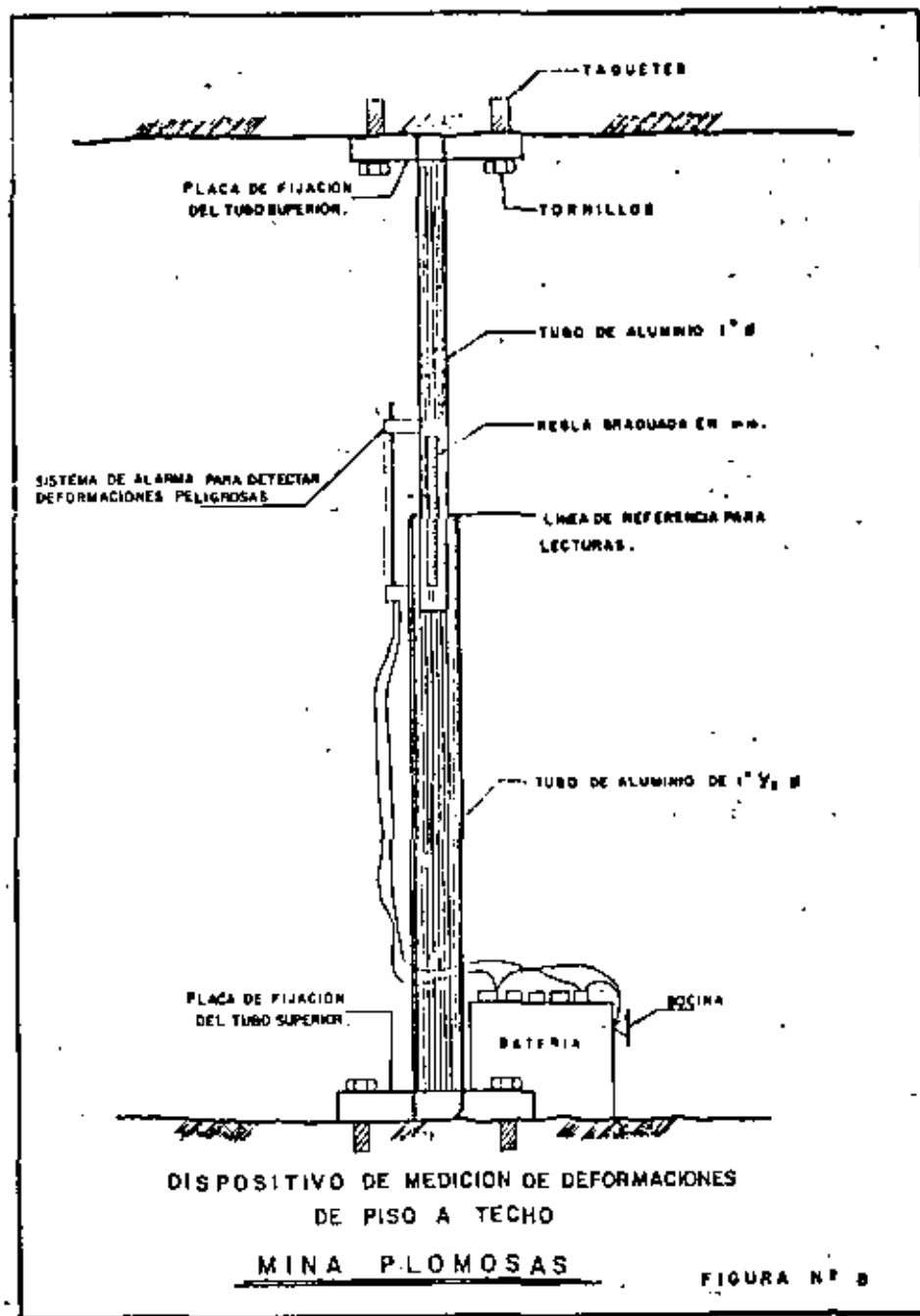
Criterio General:

Por cada 1 m^2 de pilar mineral reemplazado deberá disponerse 0.5 m^2 de pilar de concreto ciclópeo.

MINA PLOMOSAS

PILARES DE CONCRETO CICLOPEO

FIGURA Nº 7



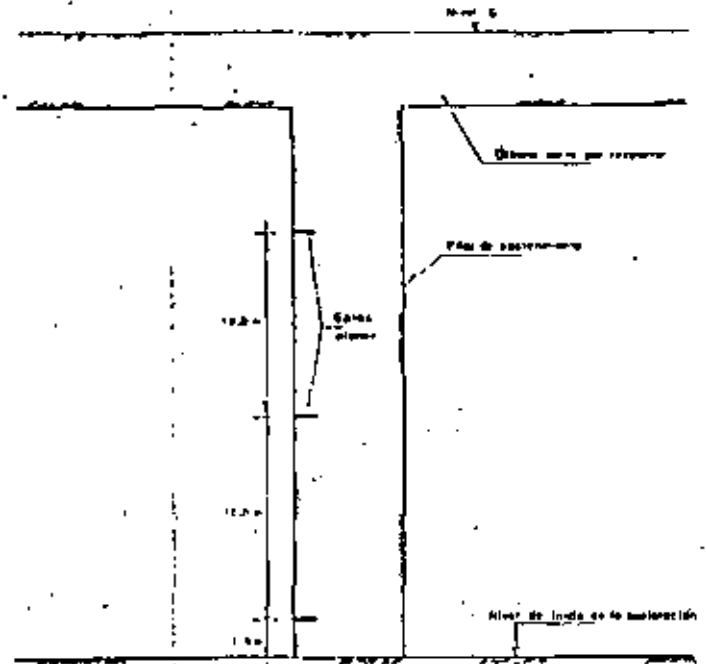
DISPOSITIVO DE MEDICION DE DEFORMACIONES DE PISO A TECHO

MINA PLOMOSAS

FIGURA Nº 8

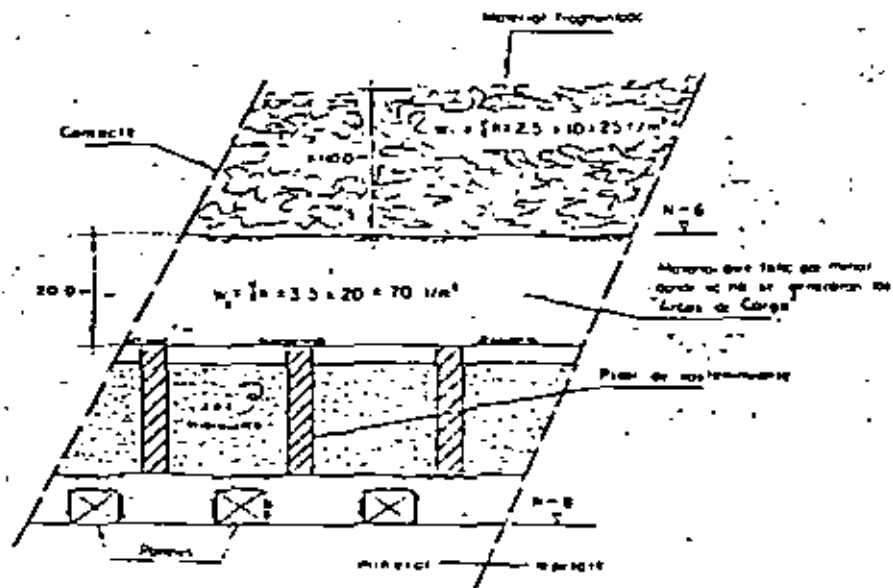
PLANTA DE LOCALIZACION 75 m. ARRIBA DEL NIVEL 8
 MINA SAN MARTIN NIVEL 8

SIMBOLOS
 ← MUESTRAS OBTENIDAS EN PRACEDEROTOS
 → SITIOS DONDE SE EFECTUARON LAS PRUEBAS DE COMPRESION



UBICACION DE GATOS PLANOS PARA MEDIR ESFUERZOS EN LOS PILARES

MINA SAN MARTIN



ELEVACION

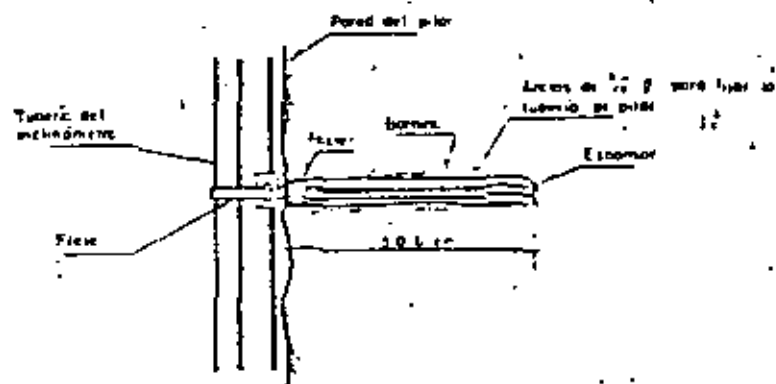
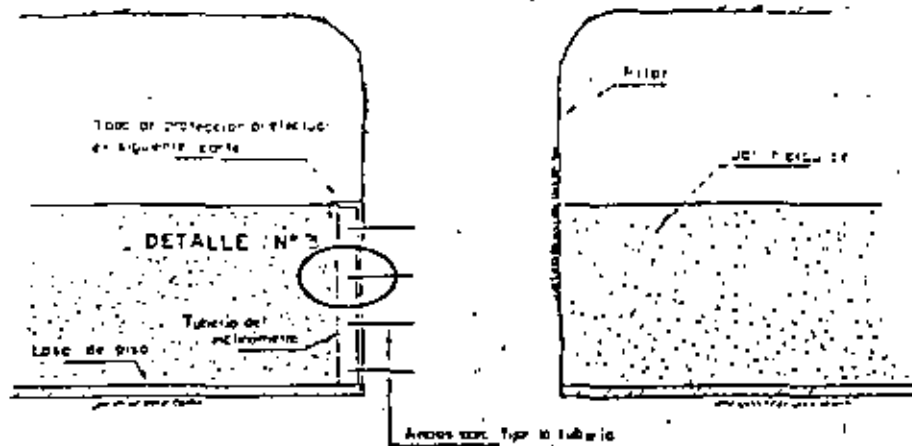
A- CUANDO DEJAN DE FUNCIONAR LOS ARCOS DE CARGA

RESULTADOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD

Peso actuante en losa y pilares en un área de 25 x 25 m.	$(W_1 + W_2) A_2$	59,275 ton.
Momento actuante en la losa.	M	46,158 ton-m.
Resistencia a la compresión de la roca.		2,410 ton/cm ² .
Resistencia a la flexión de la roca.	$\bar{\sigma}_c = 1100$	160 ton/m ² .
Cálculo de flexión actuante.	\bar{I}_a	74 ton/cm ² .
Cálculo de seguridad a la flexión.	$\bar{\sigma}_c / \bar{I}_a$	4.2

Nota: Se considera que además tendrá una altura de 10.0 m de mineral fragmentado sobre el nivel a.

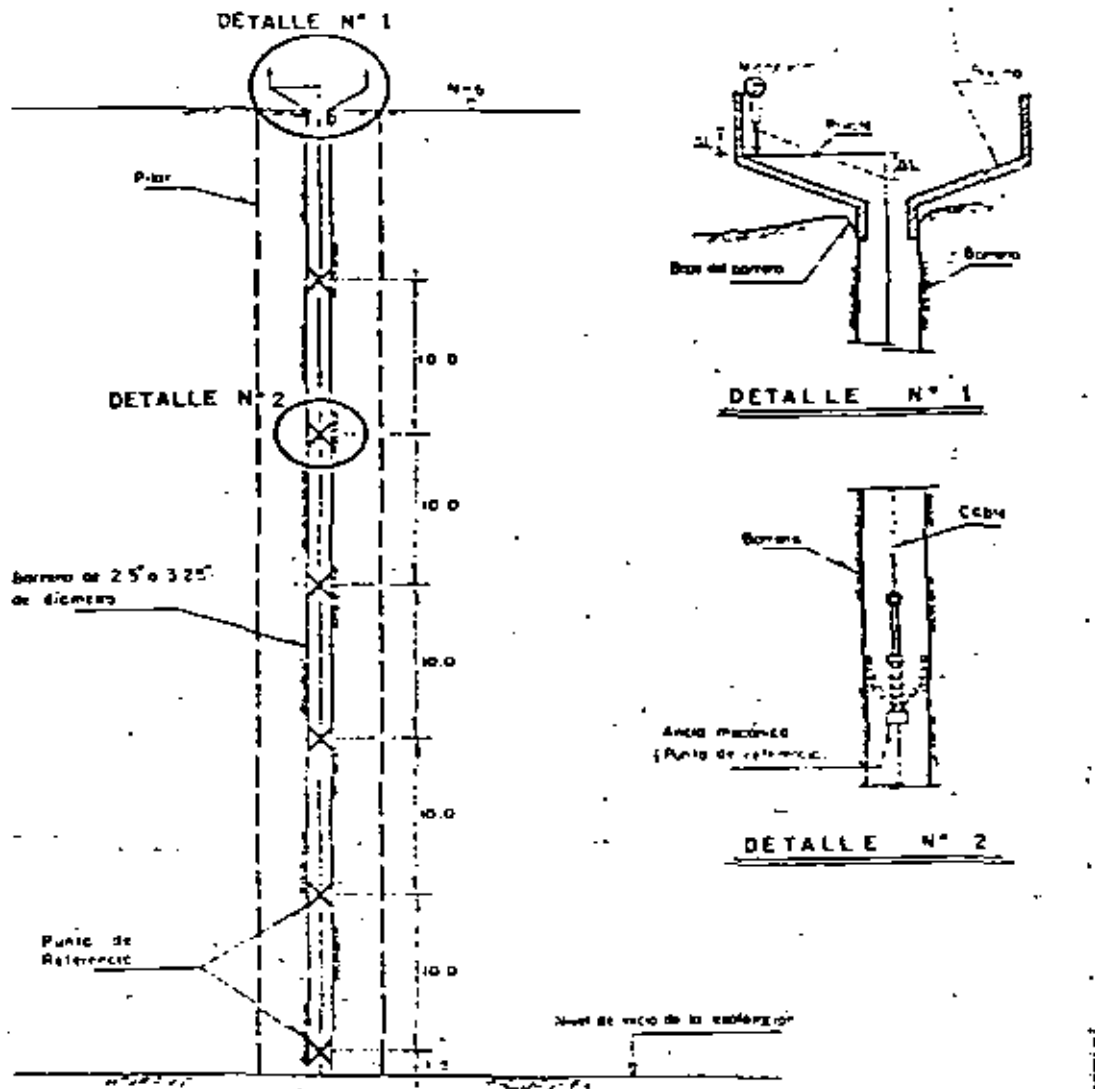
MINA SAN MARTIN



DETALLE N° 3.— Fijación de tubería.

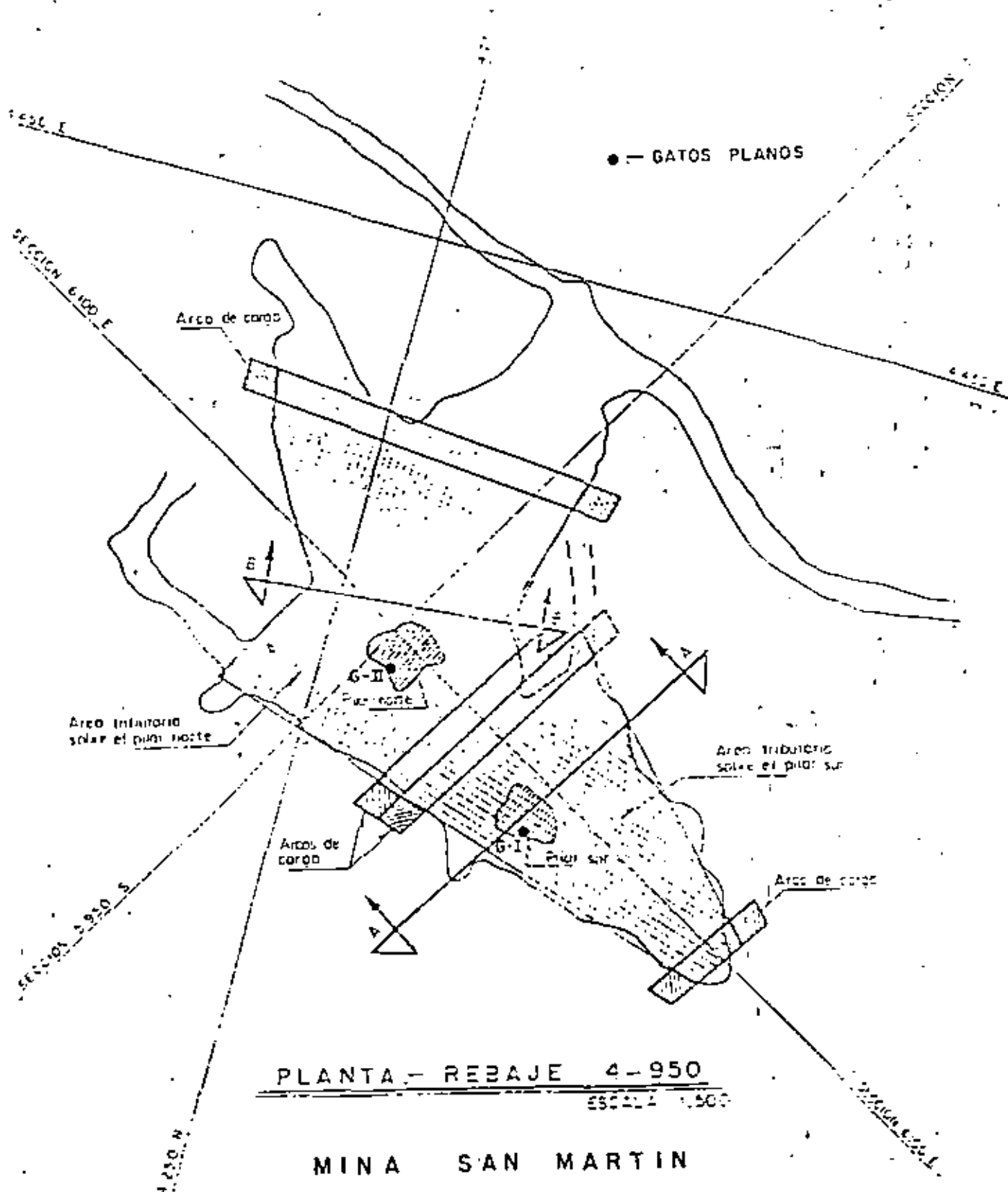
INCLINOMETRO PARA MEDIR DEFORMACIONES HORIZONTALES

MINA SAN MARTIN



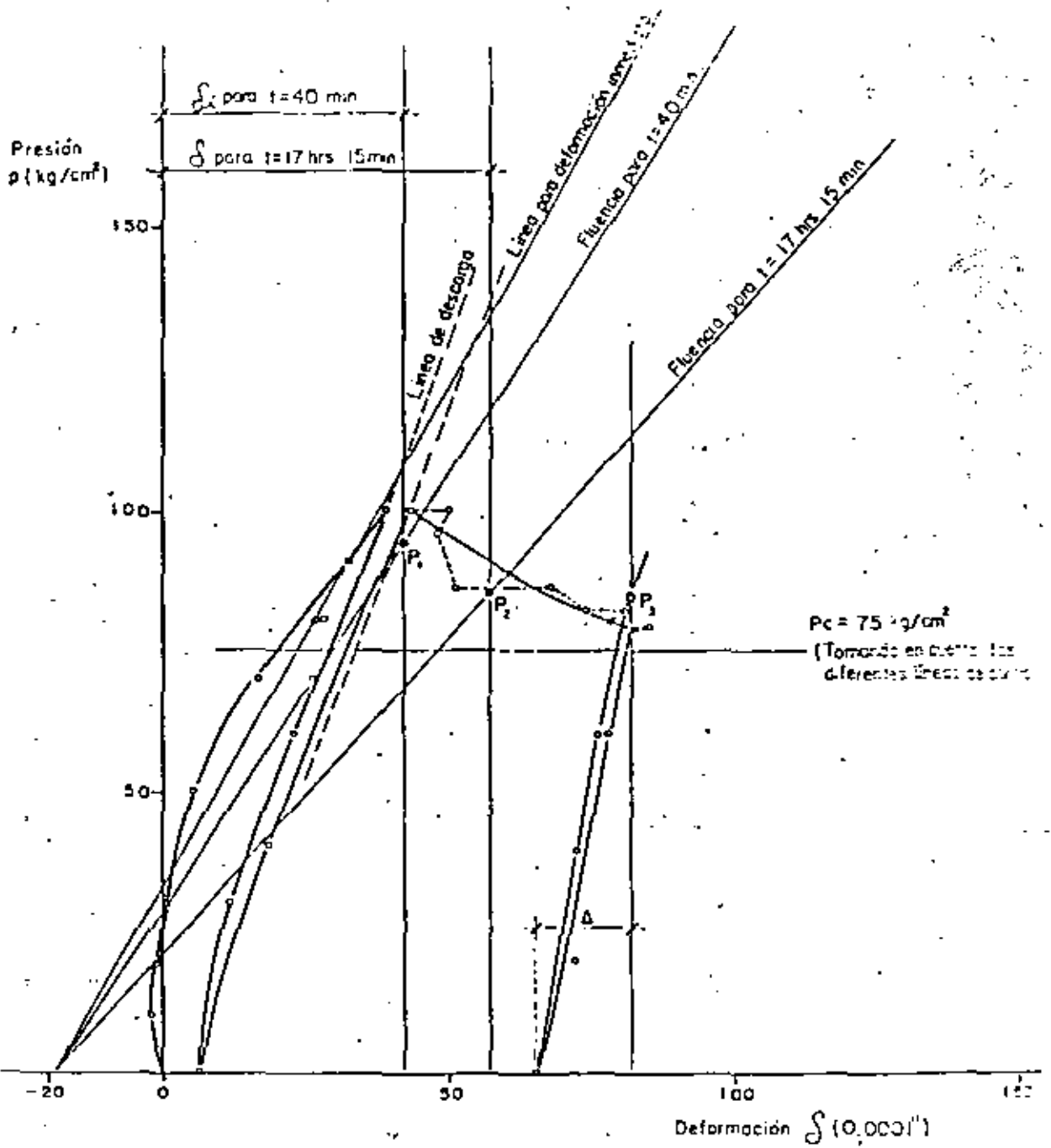
EXTENSOMETROS PARA MEDIR DEFORMACIONES VERTICALES

MINA SAN MARTIN



PLANTA - REBAJE 4-950
 ESCALA 1:500

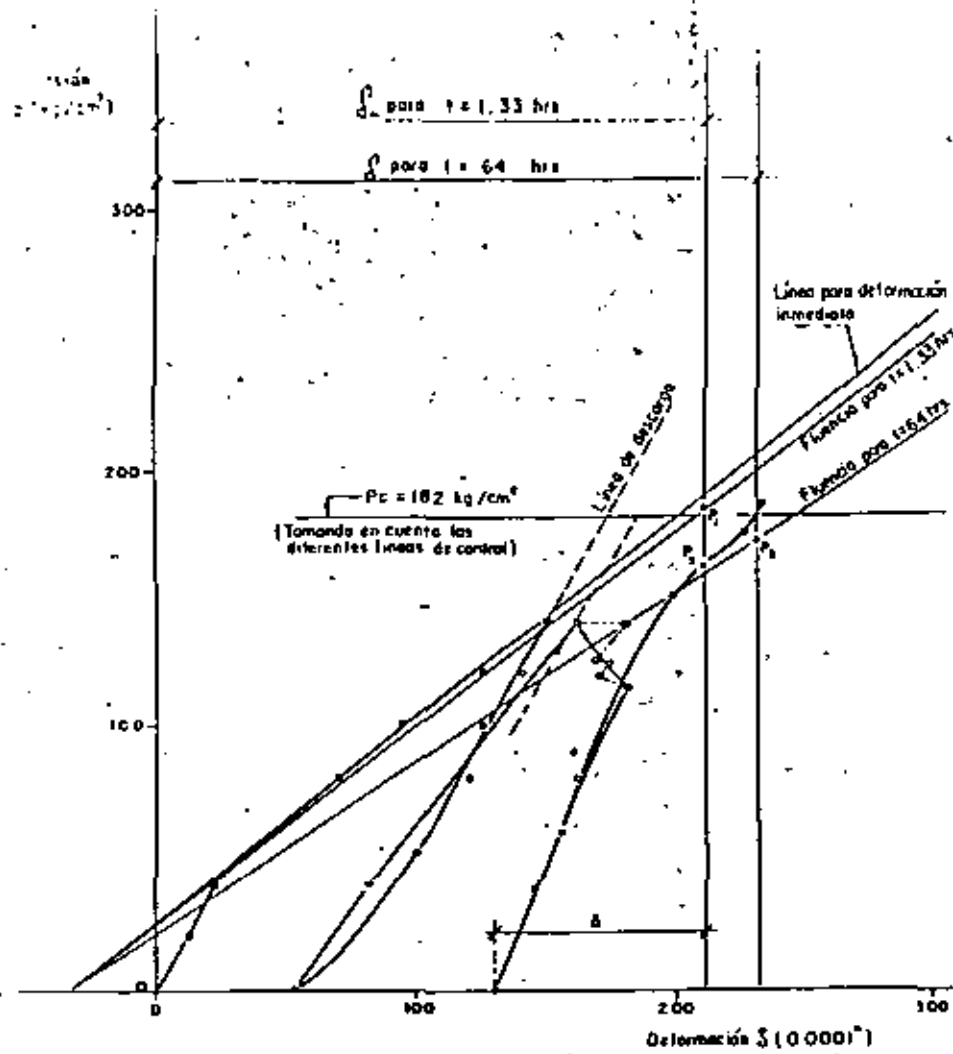
MINA SAN MARTIN



GATO G-I
LINEA 3-4

MINA SAN MARTIN
PILAR SUR
REBAJE 4-950

NOTA:— Ver simbología en figura N° 5

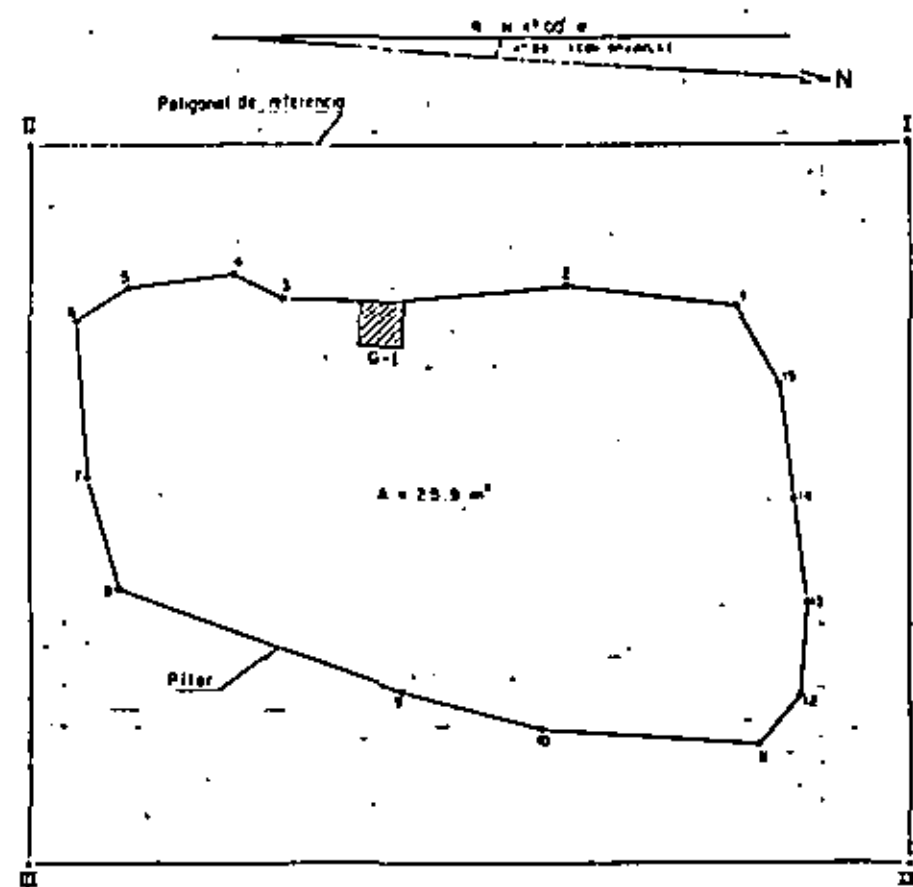


CATO G-II
 LINEA I-2

MINA SAN MARTIN
 PILAR NORTE
 REBAJE 4-950

NOTA: - Ver simbología en fig. 5

FIGURA N° 7

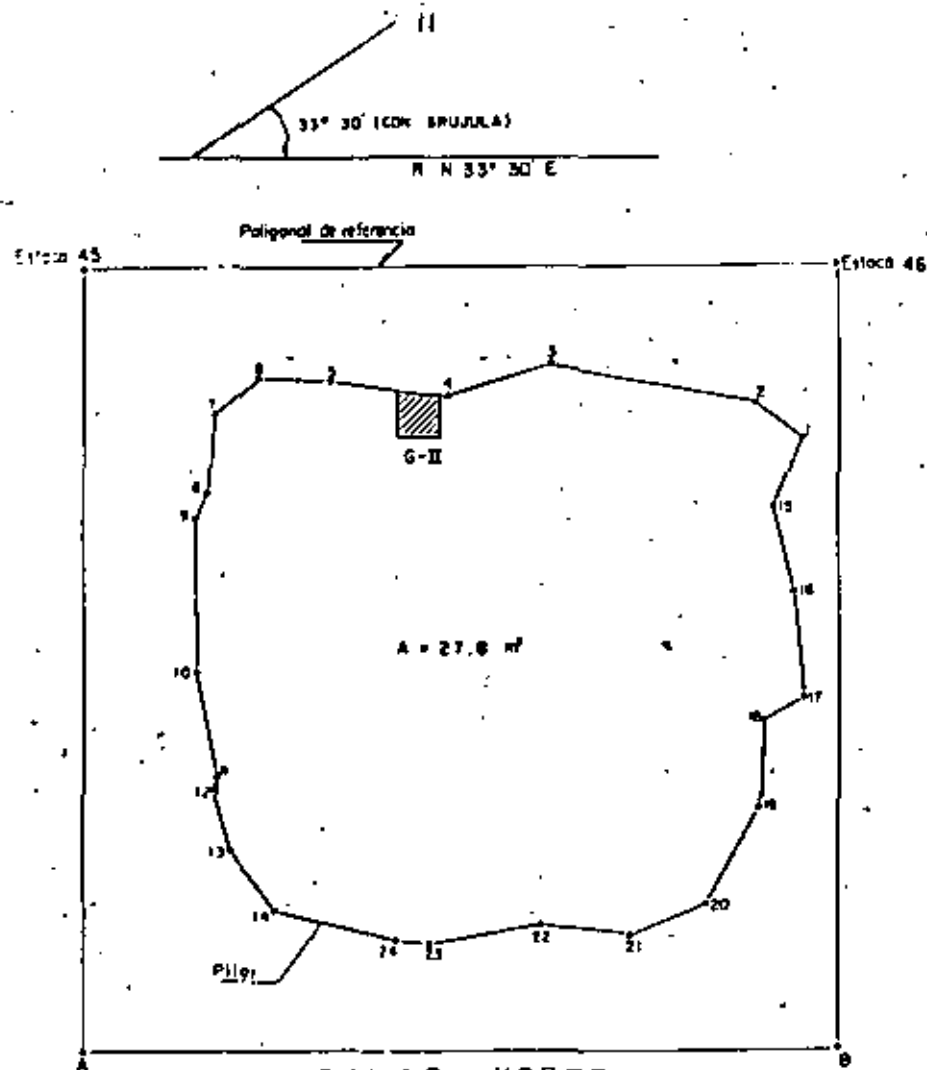


PILAR SUR
 LEVANTAMIENTO A LA ALTURA DEL CATO PLANO G-I (150m)

MINA SAN MARTIN
 REBAJE 4-950

FIGURA N° 18

MINA SAN MARTIN



PILAR NORTE

LEVANTAMIENTO A LA ALTURA DEL GATO PLANO G-II (1.30 m)

MINA SAN MARTIN

REBAJE 4-950

TABLA I

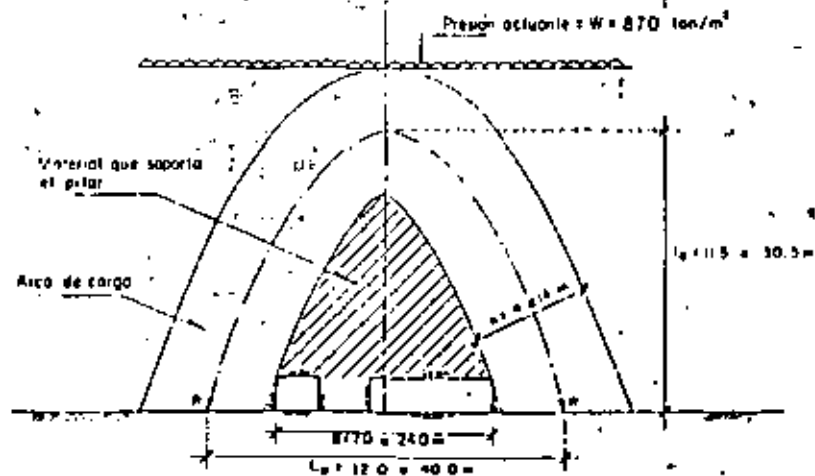
RESULTADOS OBTENIDOS EN LAS MEDICIONES DE PRESION CON GATOS PLANOS
EN LOS PILARES DEL REBAJE 4-950

GATO PLANO N°.	PILAR	PRESION FINAL EN LA PRUEBA* KG/CM ²	PRESION REAL ACTUANTE KG/CM ²	AREA M ²	CARGA TOTAL TON.
G-I	SUR	83	75	25.9	19 400
G-II	NORTE	172	182	27.8	50 600

TABLA

COMPARACION DE FUERZAS MEDIDAS Y CALCULADAS SOBRE LOS
PILARES DEL REBAJE 4-950

PILAR	FUERZA MEDIDA (TABLA N°1) (TON.)	FUERZA ACTUANTE CALCULADA (TON.)	DIFERENCIA (TON.)	(%)
NORTE	50 600	55 927	5 327	10
SUR	19 400	18 629	771	4



SECCION TRANSVERSAL A-A.- PILAR SUR

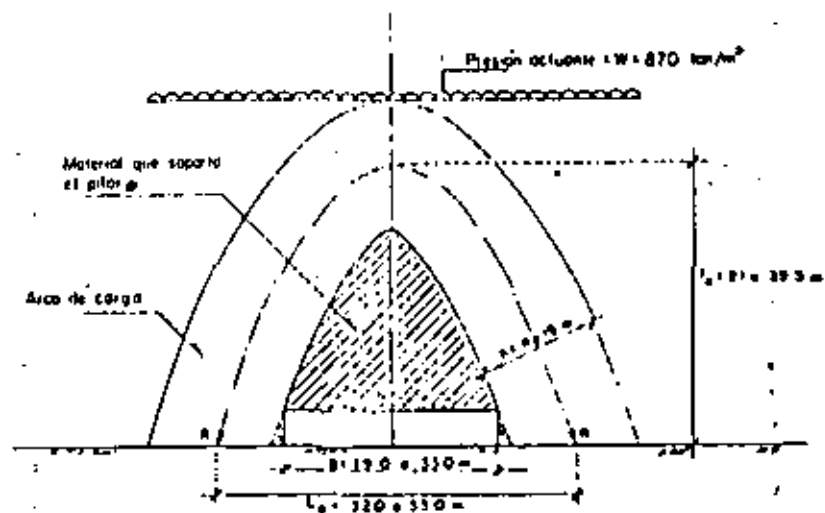
ESCALA 1/500

RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD

Resultante de fuerzas:	R (Ton/m)	3710 — 16975	Ton/m
Espesor máxima:	h (m)	4 — 14.0	m
Esfuerzo medio:	σ_c (Ton/m ²)	1305 — 1213	Ton/m ²
Resistencia de la roca:	q_u (Ton/m ²)	2410	Ton/m ²
F.S. en el arco de carga:	$\frac{q_u}{\sigma_c}$	1.85 — 2.3	

M I N A S A N M A R T I N
REBAJE 4-850

FIGURA Nº 21



SECCION TRANSVERSAL B-B.- PILAR NORTE

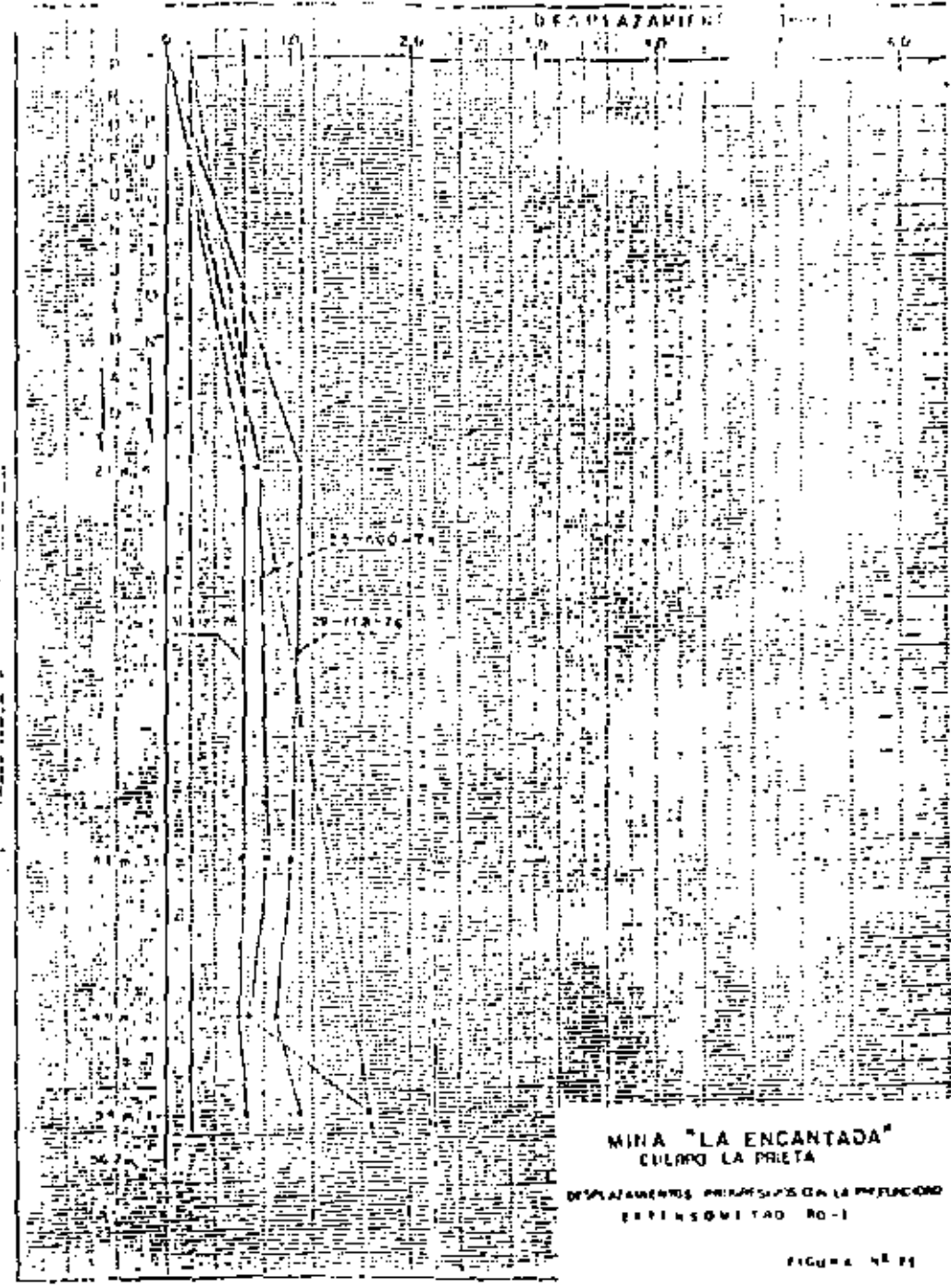
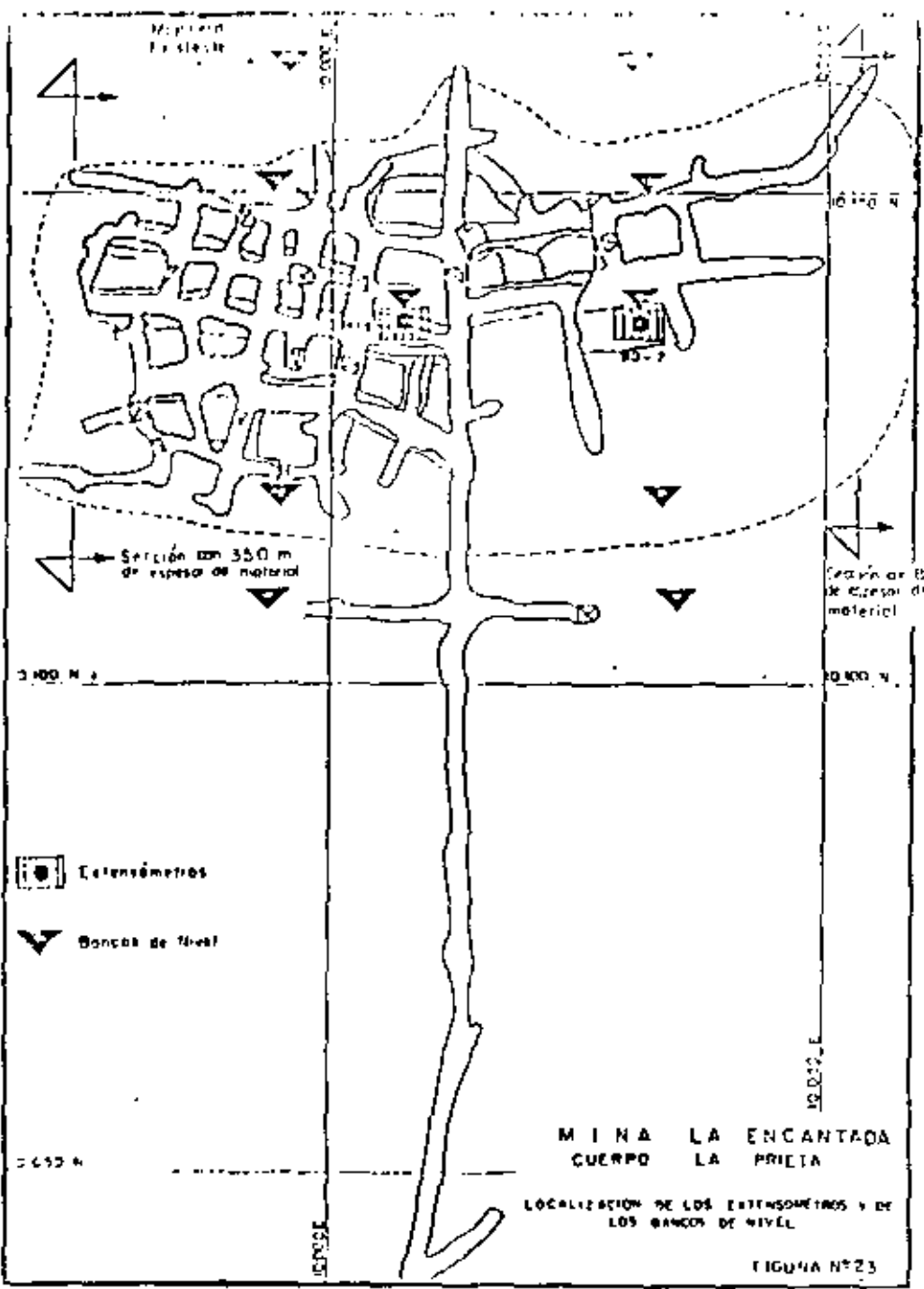
ESCALA 1/500

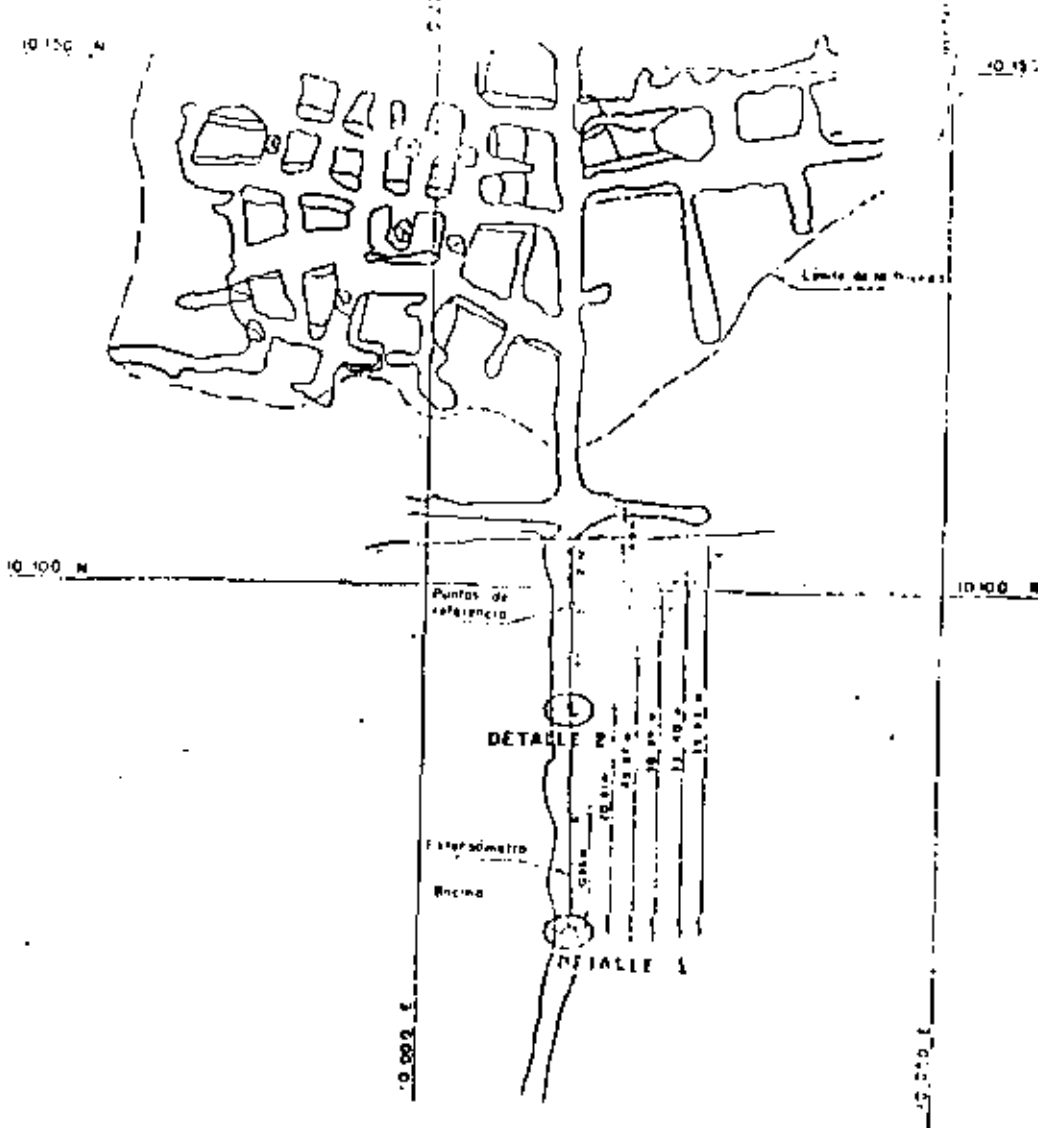
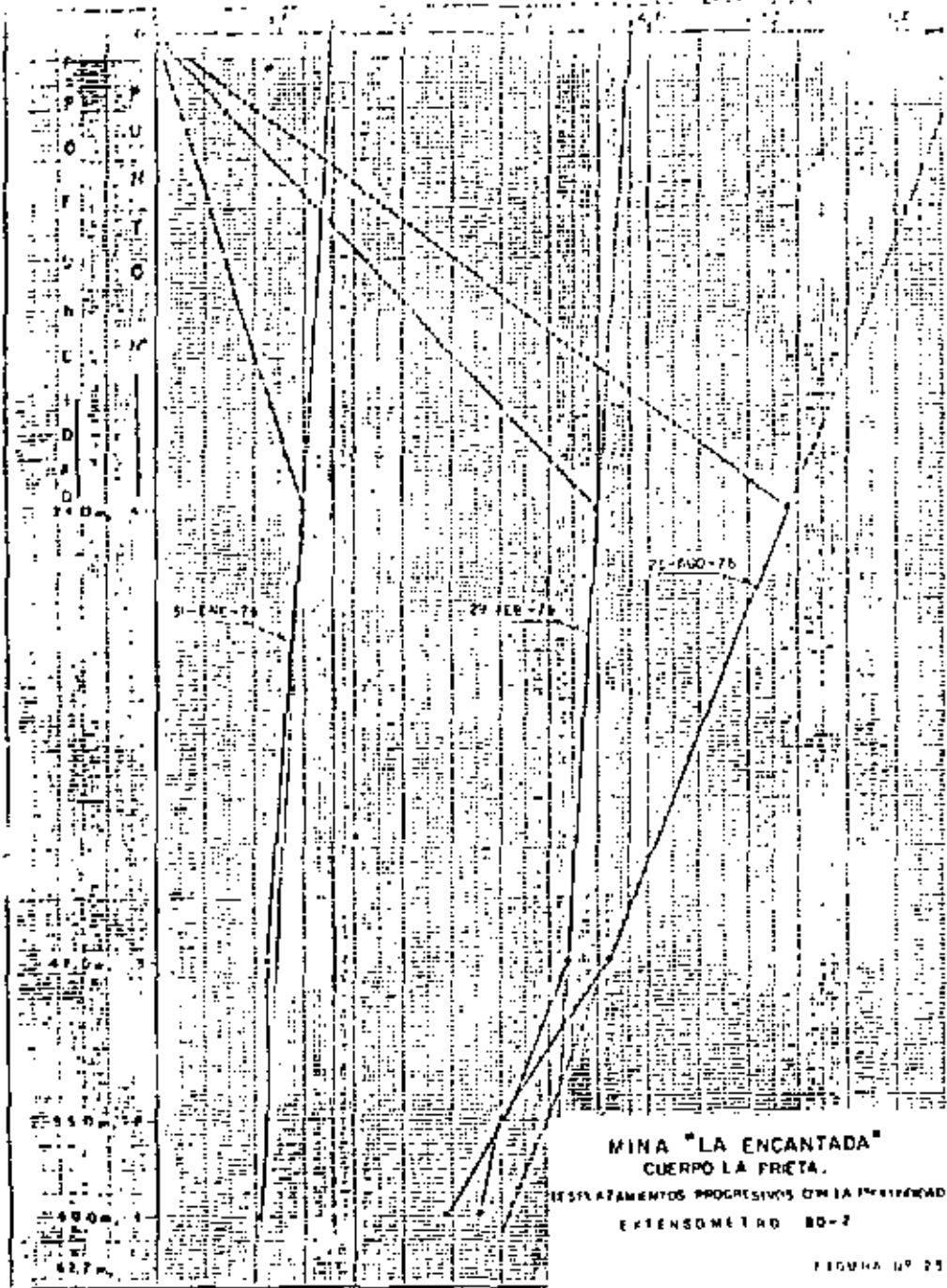
RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD

Resultante de fuerzas:	R (Ton/m)	14936 — 25331	Ton/m
Espesor máxima:	h (m)	11 — 19.0	m
Esfuerzo medio:	σ_c (Ton/m ²)	1354 — 1333	Ton/m ²
Resistencia de la roca:	q_u (Ton/m ²)	2410	Ton/m ²
F.S. en el arco de carga:	$\frac{q_u}{\sigma_c}$	1.80	

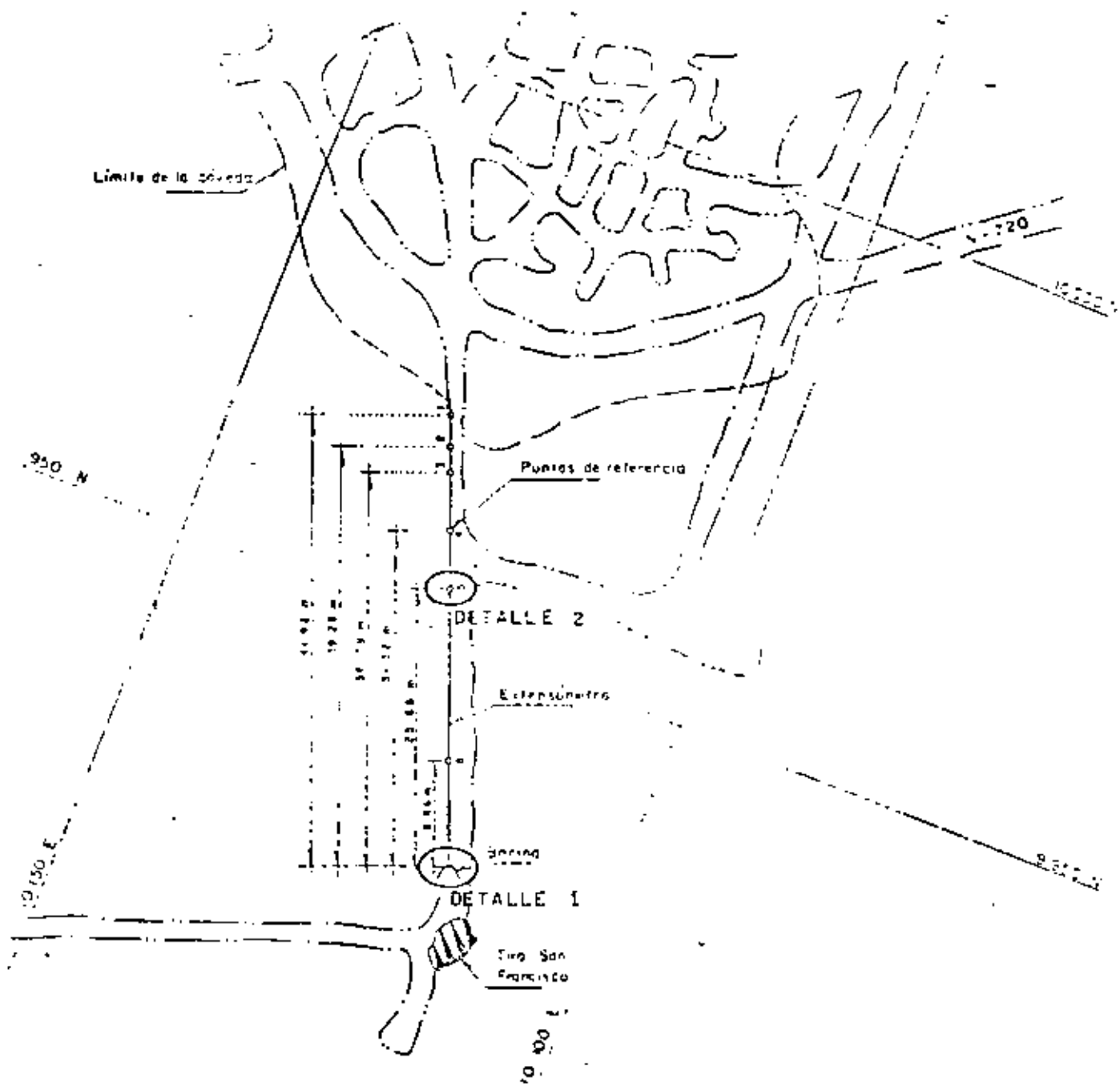
M I N A S A N M A R T I N
REBAJE 4-850

FIGURA Nº 22





MINA "LA ENCANTADA"
FIGURA Nº 26

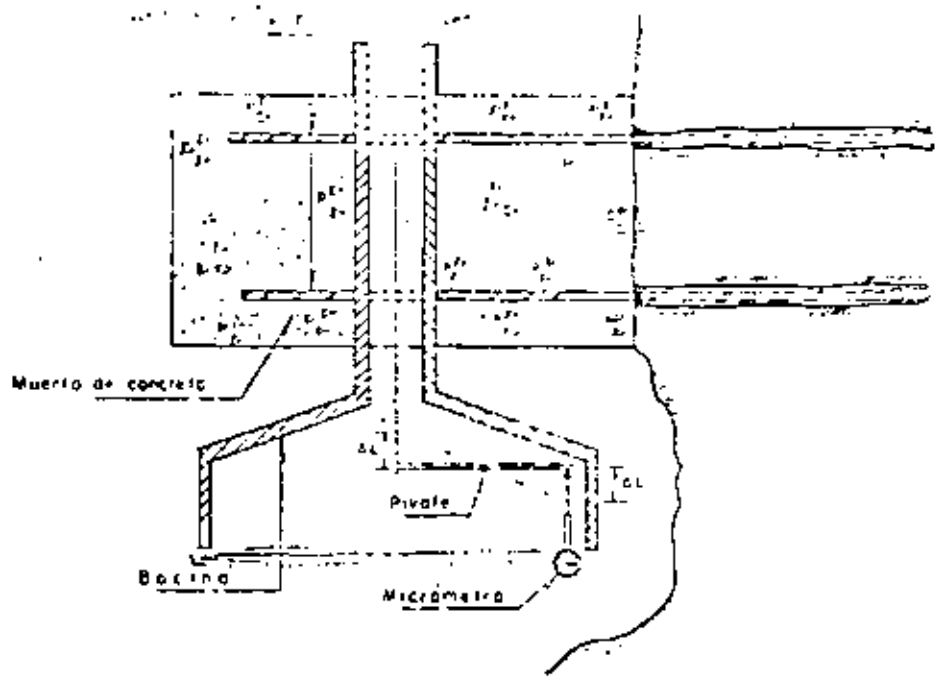


LOCALIZACION DEL EXTENSOMETRO N-720

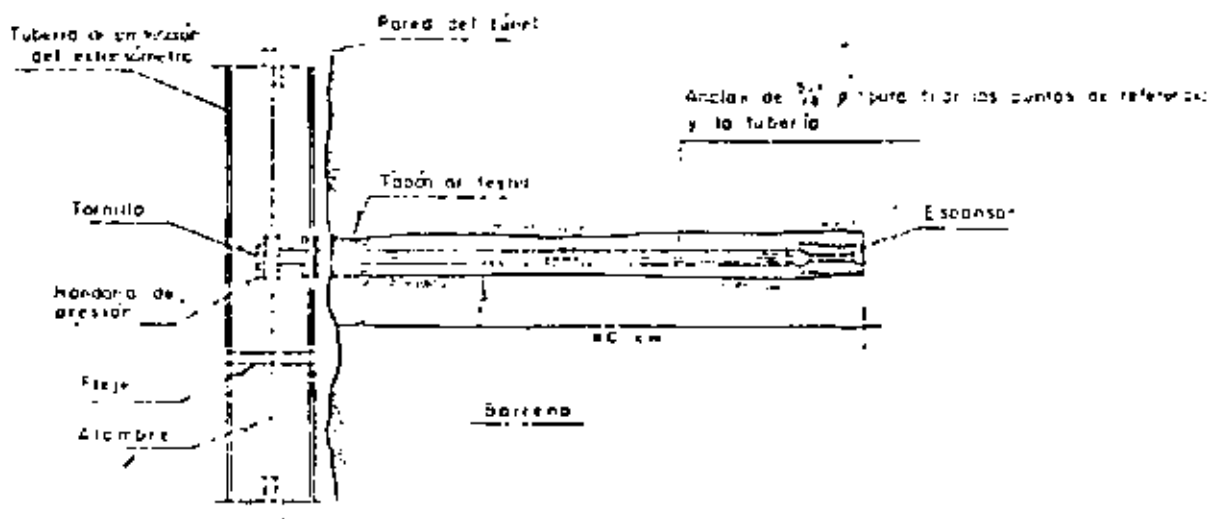
P L A N T A

MINA "LA ENCANTADA"

FIGURA Nº 27

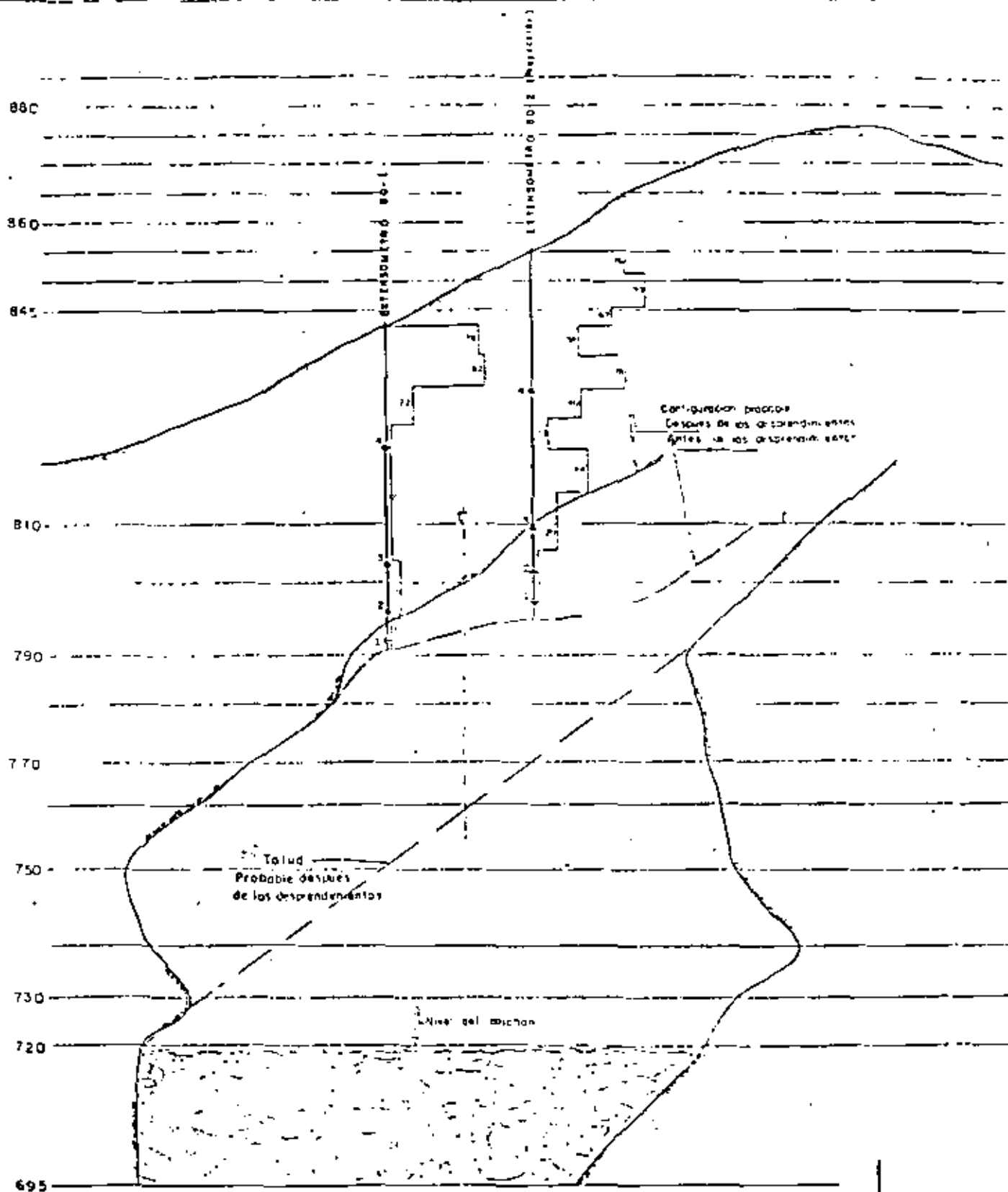


BOCINA DE LOS MICROMETROS
DETALLE N° 1

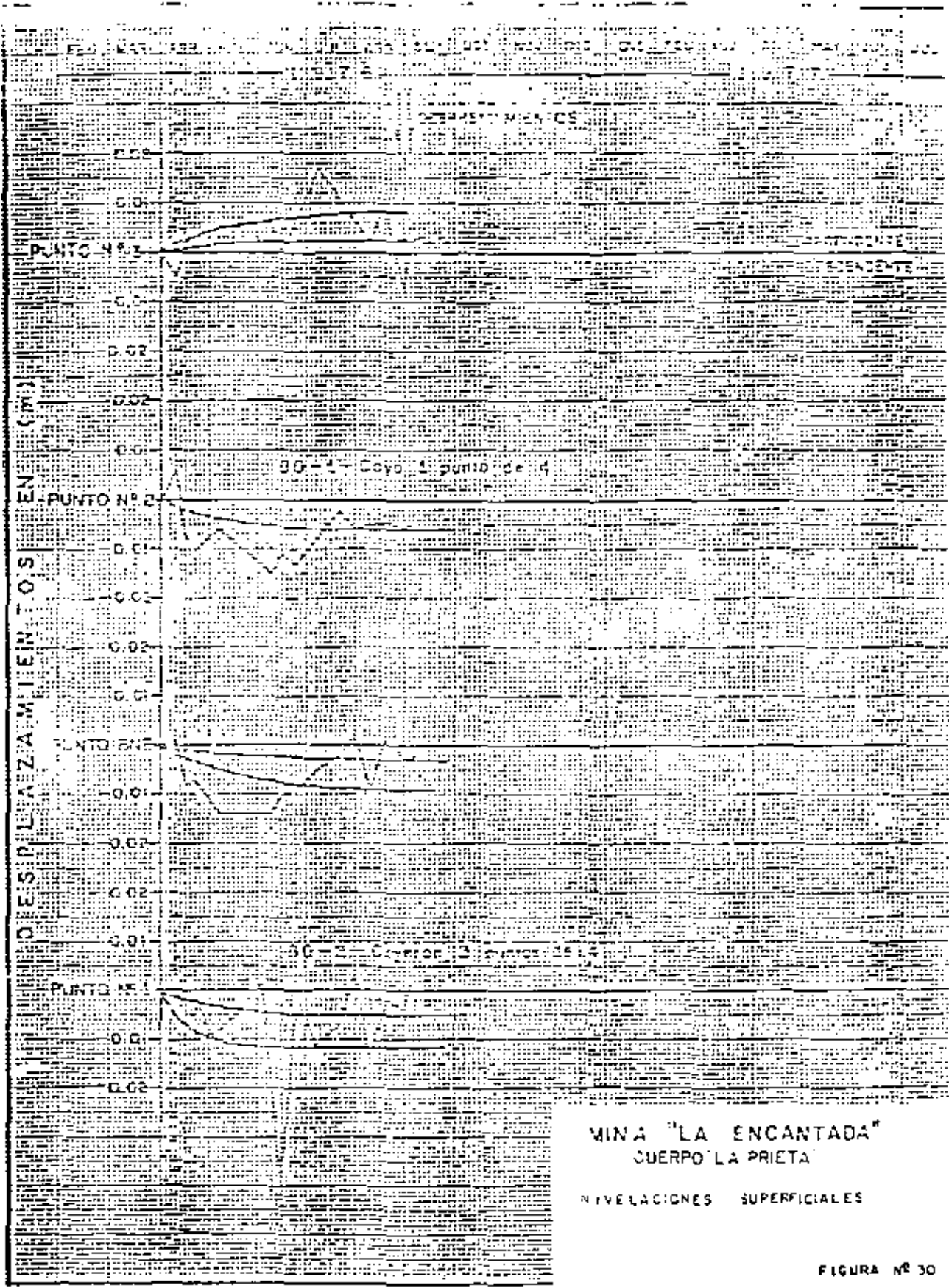


PUNTOS DE REFERENCIA
DETALLE N° 2

MINA "LA ENCANTADA"



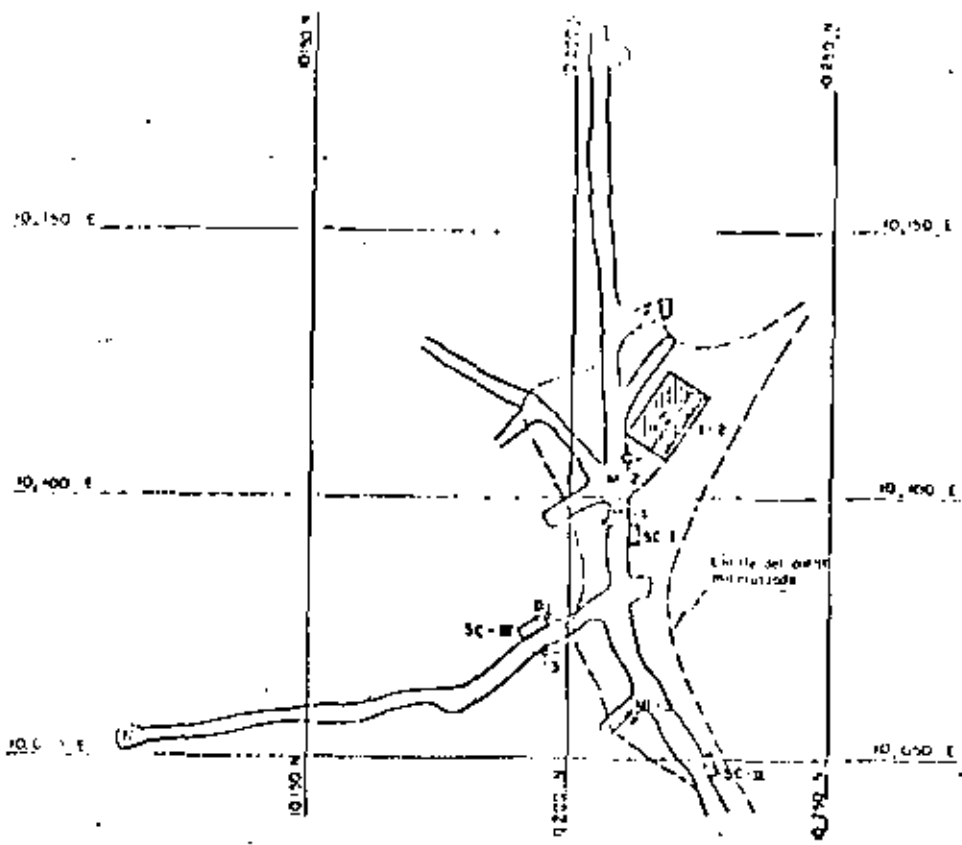
MINA "LA ENCANTADA"
 CORTE LONGITUDINAL
 CUERPO "LA PRIETA" FIGURA Nº 29



MINA "LA ENCANTADA"
CUERPO "LA PRIETA"






NIVELACIONES SUPERFICIALES

FIGURA N° 30



PLANTA - NIVEL 660
ESCALA 1:1000

MINA LA ENCANTADA
CUERPO 660

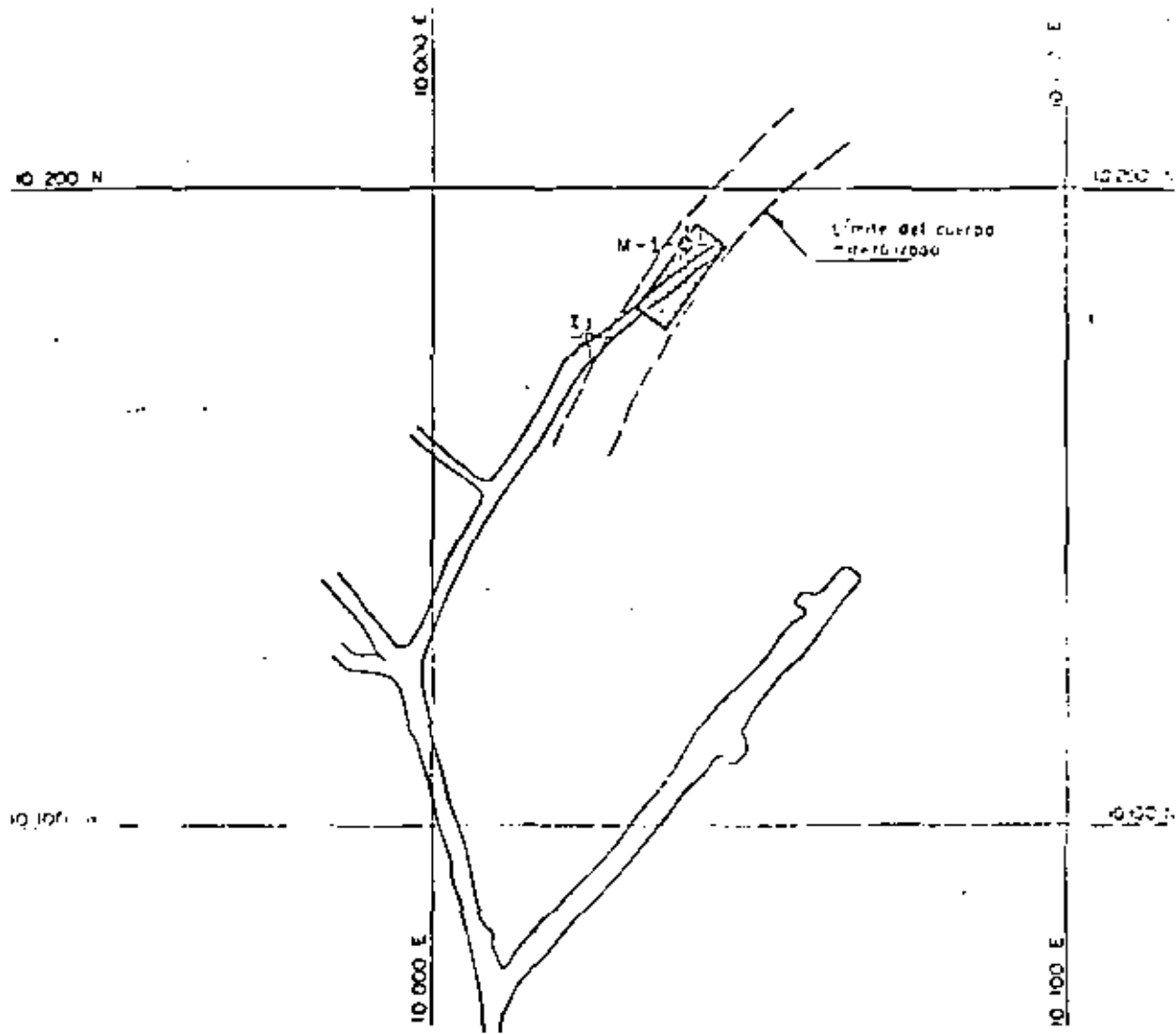
- SIMBOLOGIA**
-  Fragmentos de roca esquistosa
 -  Muestra obtenida
 -  Sitio de la prueba de corte "in situ"
 -  Rebaje piloto de 68m x 15.7 m
 -  Muestra obtenida

CONSTITUCION DE LAS PRUEBAS HECHAS CON FINES DIFERENTES CON LOS HEREDOS CATEGORIAS. CONSIDERANDO LA DISTRIBUCION DE LAS AREAS DE INTERES EN EL AREA DE INTERES.

DATA 20-12




NO	LOCALIZACION	POSICION (K/M ²)	ANGULO DE DIVERGENCIA DEL AREA DE INTERES CON RESPECTO A LA POSICION DEL CUERPO PRIMO	PRESION: MEDIDA CONSIDERANDO EL ANGULO DE INCLINACION DEL AREA DE CORTA CON RESPECTO A LA POSICION DEL CUERPO PRIMO	PRESION: CALCULADA CONSIDERANDO LA DIVERGENCIA DEL AREA DE CORTA DE CORTA DE TRAZADO MINERO.	DIFERENCIA	
1	Nivel 800	Horizontal	9.3	54.5°	11.4	11.1	2.6
21	Nivel 750	Horizontal	18.3	71°	19.9	20.3	2.0

MINA LA ENCANTADA
CUERPO LA PRIETA



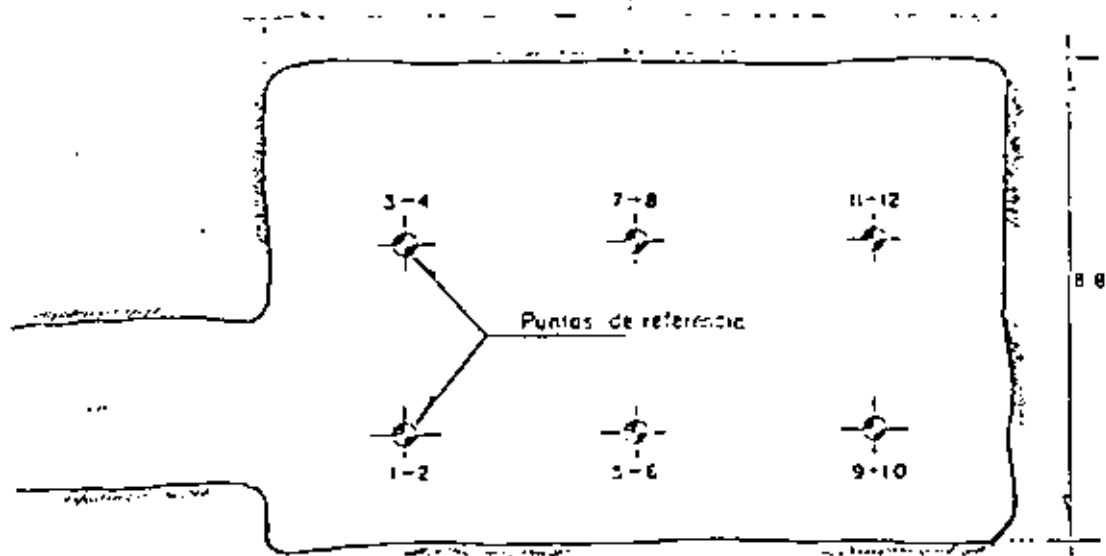
PLANTA-NIVEL 635
 ESCALA 1:1000

SIMBOLOGIA

-  Muestra alterada
-  Reteje pileto de 5.0m x 15.0 m
-  Fragmentos de roca colectados

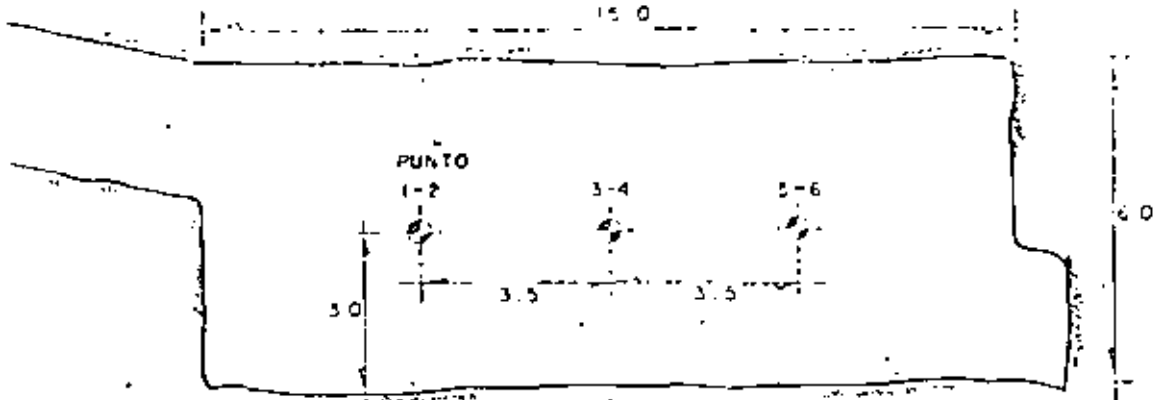
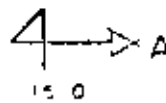
M I N A " L A E N C A N T A D A "
 C U E R P O 6 6 0

FIGURA N° 33



REBAJE PILOTO - NIVEL 660

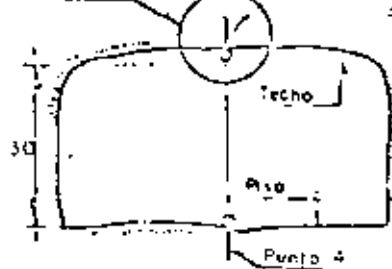
ESCALA 1:125



REBAJE PILOTO - NIVEL 635

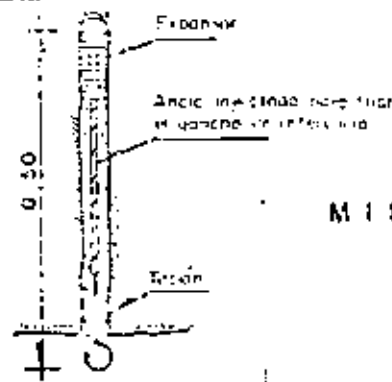
ESCALA 1:125

VER DETALLE 1 Punto 3



CORTE A-A

Escala 1:125



DETALLE N°1

MINA "LA ENCANTADA"
CUERPO 660

NOTA: Medidas en metros

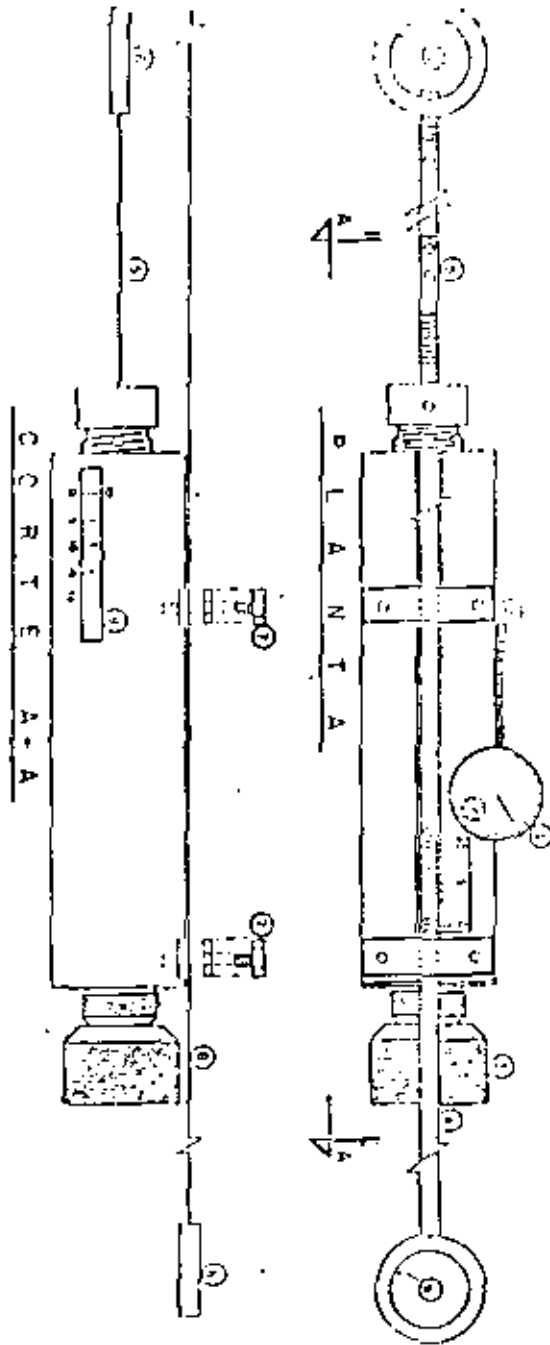
FIGURA N°34

TABLA N° V
 PROPIEDADES DE RESISTENCIA DE LA MASA ROTORA QUE SE
 USARON EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES

Material	Uso	Resistencia a compresión no confinada, deducida de la prueba "in situ"	Observaciones
		kg/cm ²	
Roca con mineral.	Para analizar el mecanismo de so- porte de las ex- cavaciones (Ar- cos de Carga), - en el cuerpo mi- neralizado.	15.3	Valor promedio de las pruebas SC-I y SC-II, "in situ".
Caliza estéril	Para analizar el "Arco de Carga" general, genera- do en la caliza estéril al explo- tarse el cuerpo mineralizado.	38.0	Valor obtenido en la prueba SC-III, "in- situ".

M I N A "LA ENCANTADA"
 CUERPO 660

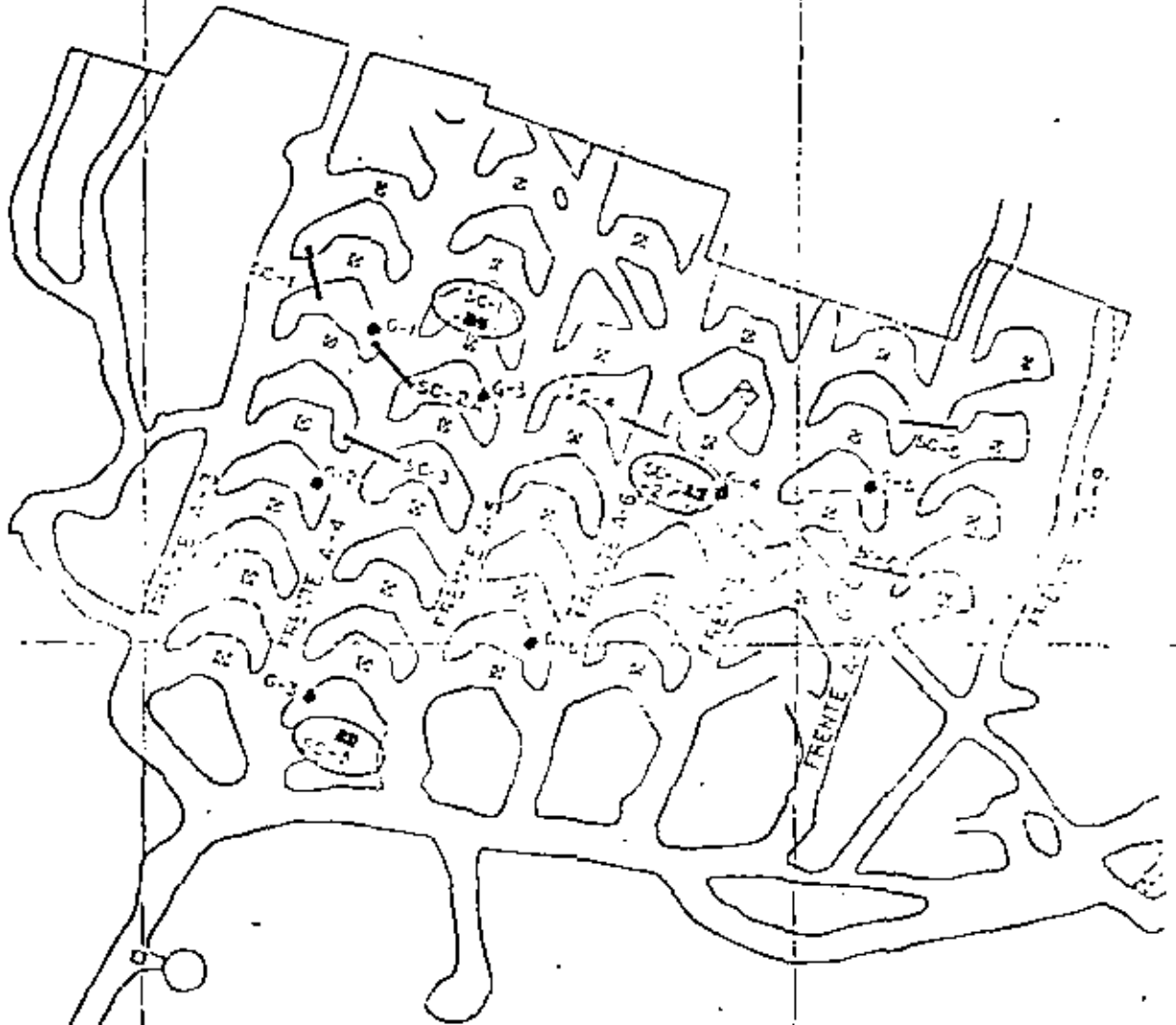
INVAR-TABE DISTANCE-METER GS-EC



- 1) REAL GAUGE
- 2) REAL GAUGE ACTIVATING SUPPORT
- 3) SCREW TO APPLY TENSION
- 4) SCREWER SCALD TO THE TARE
- 5) INVAR TARE OF CONSTANT LENGTH
- 6) MAIN TO BE FIXED TO INVAR
- 7) SCREWS AND PLATES OF THE GAUGE
- 8) INVAR TARE WITH LED
- 9) SCREW TO BE UP TO 50 M
- 10) SCREW FOR TENSION GAUGE

5500 N

5400 N

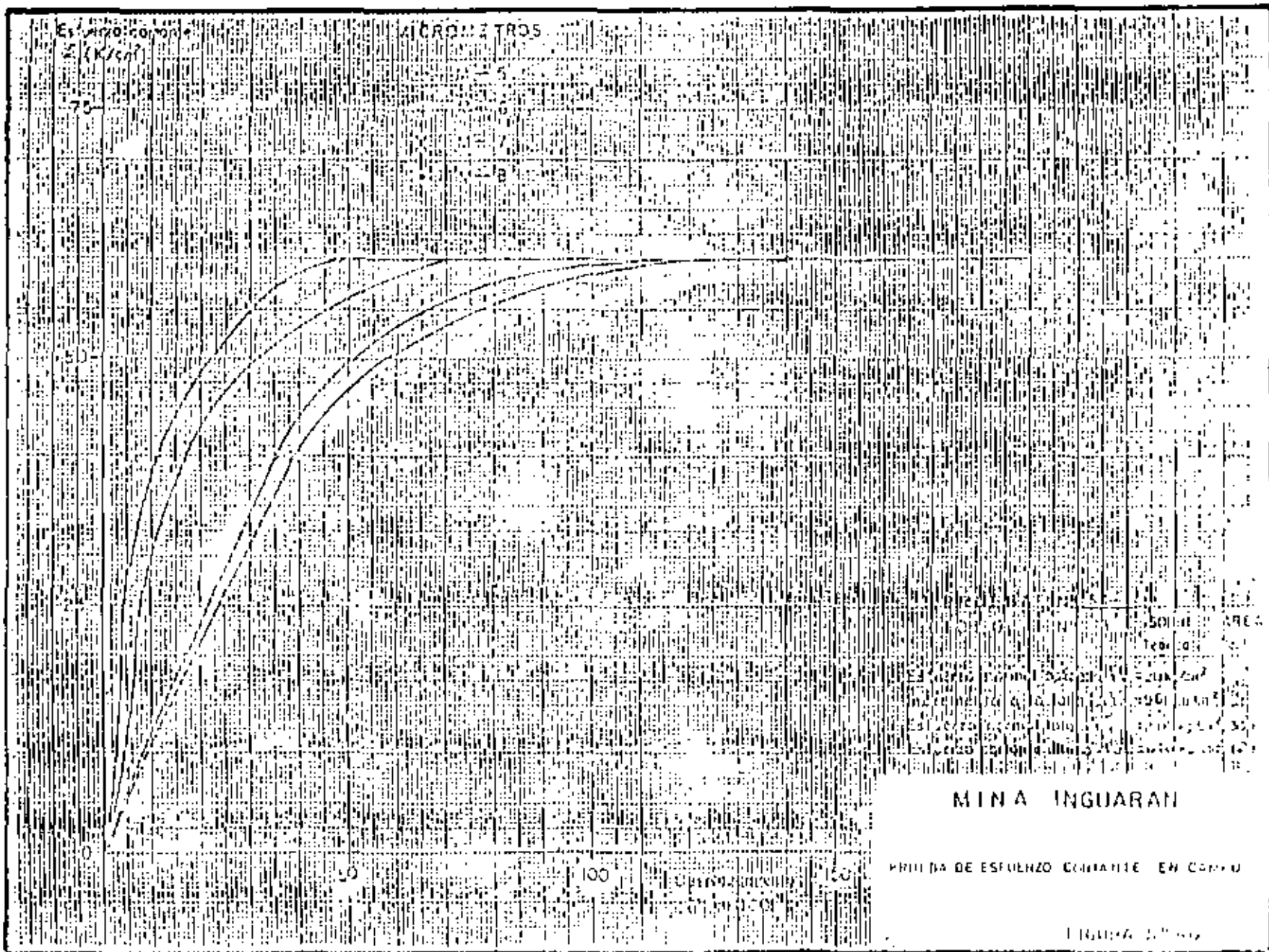


- Sección de medición de deformaciones de la elevación
- - Gatos hidráulicos planos para medir variación de presión vertical
- - Sitios de ejecución de pruebas de estirado constante directo

5300 N

M I N A I G U A R A N
P L A N T A D E L O C A L I Z A C I O N D E D I S P O S I T I V O S D E M E D I C I O N

FIGURA N° 32



MINA INGUARAN

PRUEBA DE ESFUERZO CONSTANTE EN COMPRESION

Figura 2.1.1.1

Esfuerzo (Kg/cm²)

MICROMETROS

75

50

25

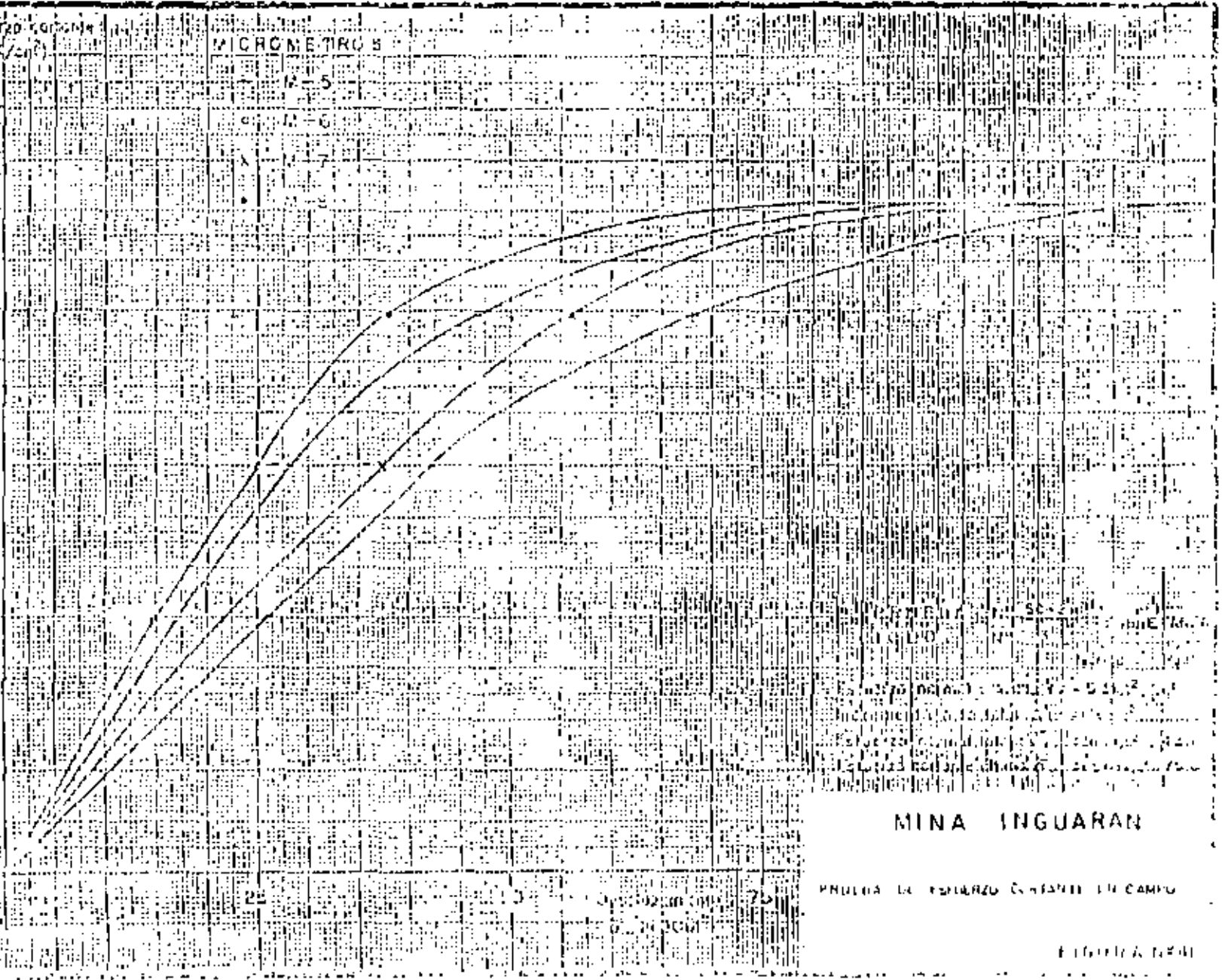
0

$n = 5$

$n = 6$

$n = 7$

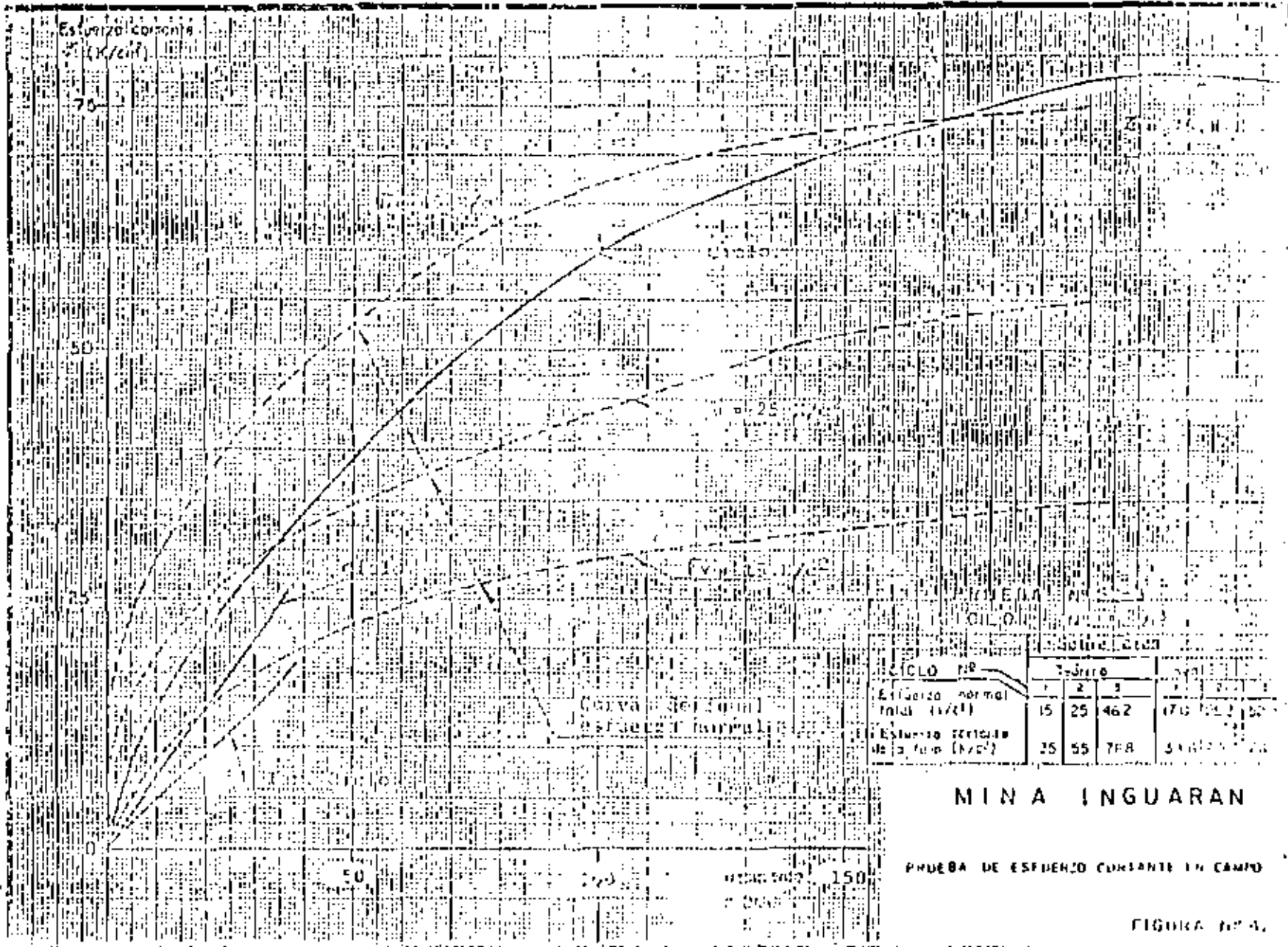
$n = 8$

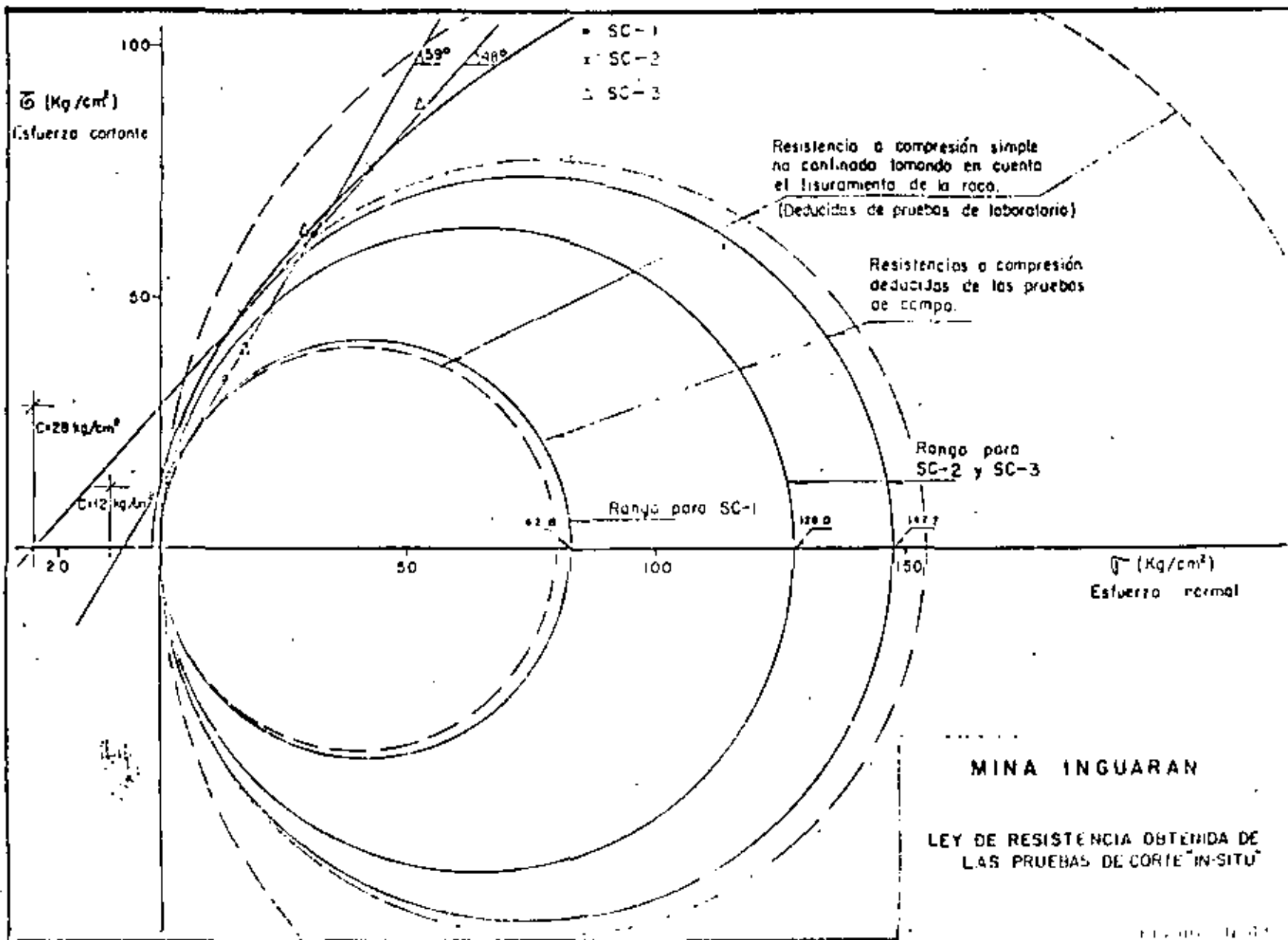


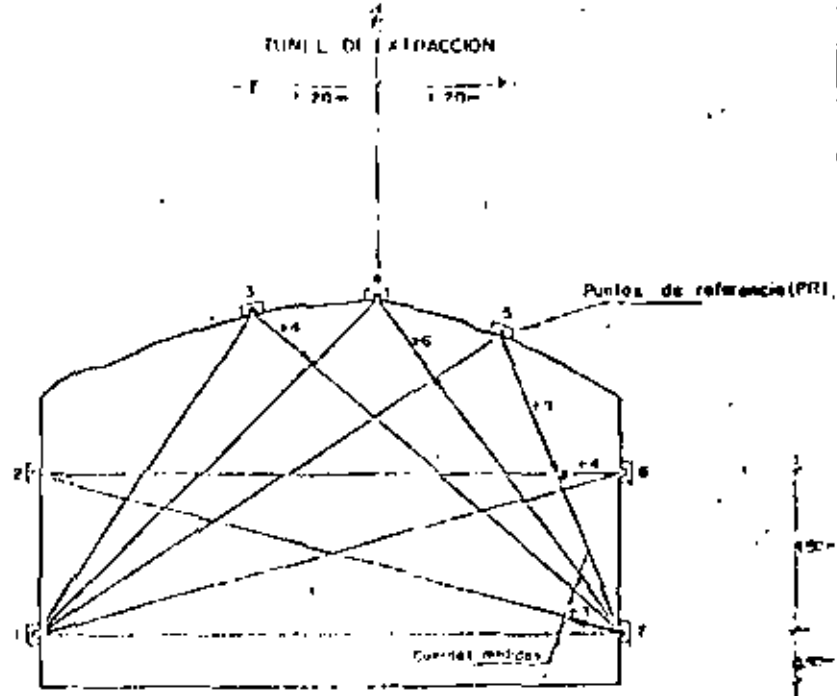
MINA INGUARAN

PRUEBA DE ESFUERZO CANTILE EN CAMPO

1961







Las distancias entre PR se miden con un fonómetro de precisión que permite lecturas a 0.001 de pulgada.

Observaciones: Desplazamientos en mm. (+) = Acortamientos
(-) = Alargamientos.

Conclusiones: El techo bajó 6 mm y el oilar izquierdo se corrió 4 mm horizontalmente, ensanchándose.

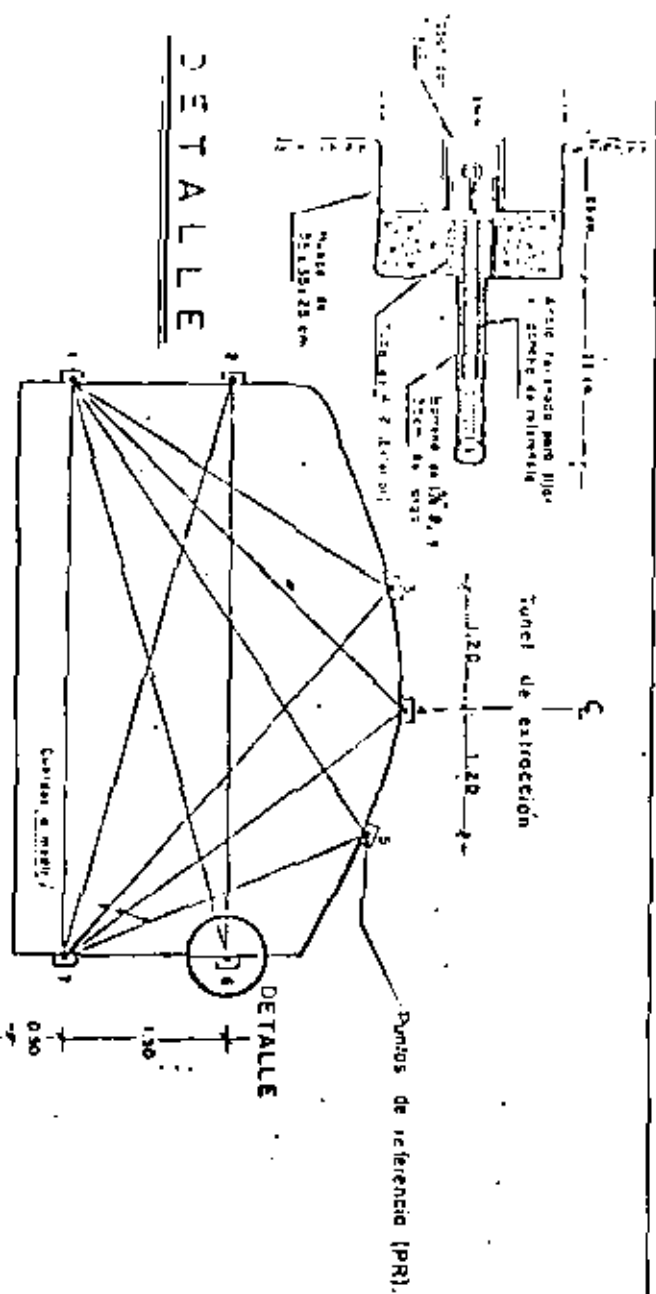
Interpretó: A.B.M.

Revisó: _____

MINA INGUARAN
 INTERPRETACION DE LA MEDICION DE DIAMETROS

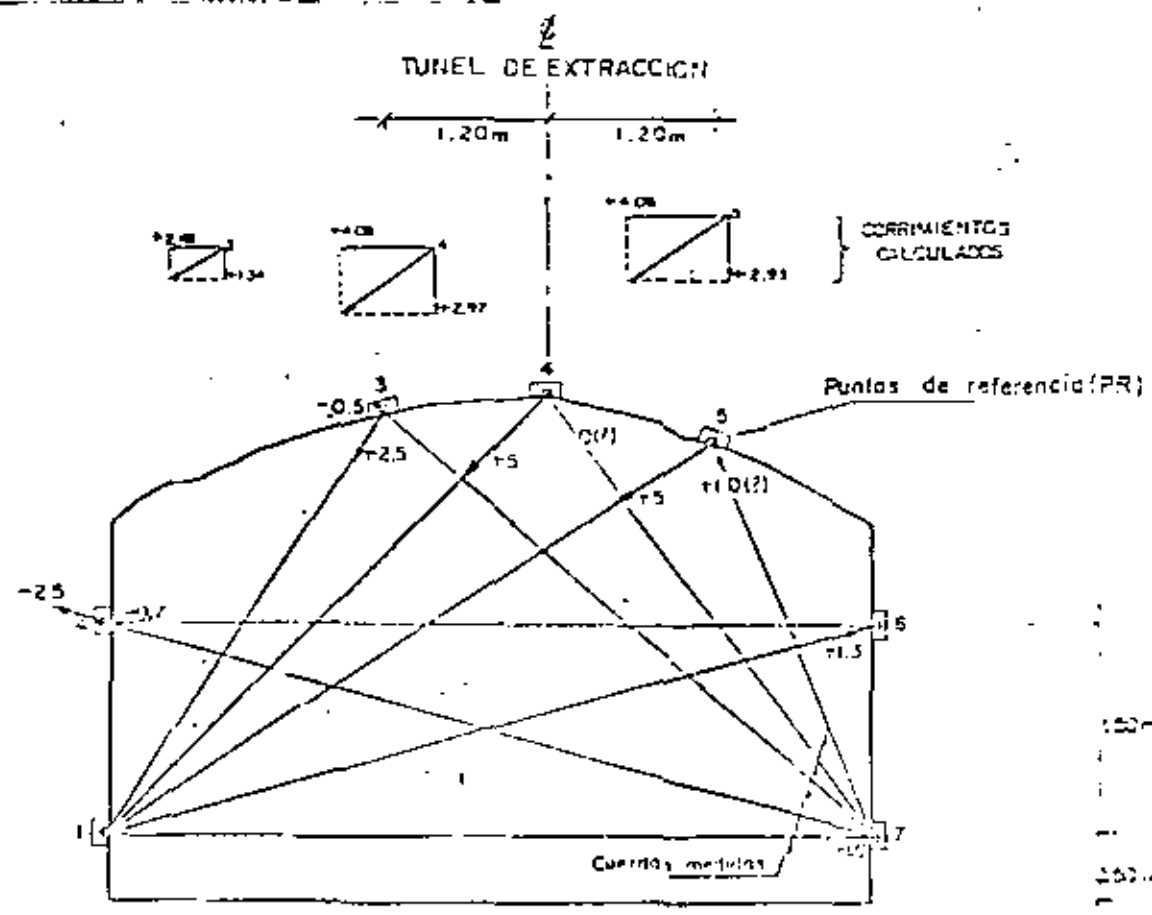
FIGURA N° 43

DETALLE



Las distancias entre PR se miden con un fonómetro de precisión que permite lecturas a 0.001 de pulgada.

MINA INGUARAN
 LECCION DE PUNTOS DE REFERENCIA



Los distancias entre PR se miden con un longimetro de precisión que permite lecturas a 0.001 de pulgada.

Observaciones: Desplazamientos en mm. (+) = Acortamientos
(-) = Alargamientos. 7-4 y 7-5 corresponden a Oct. 15. -Última -
lectura en ellos.
 Conclusiones: Se hizo un corrimiento por cortante de 4 mm. hacia el-
piso 1-2 y una bajada del tercio del occido de 1.1 mm.

Interpretó: A.B.M.

Revisó: _____

M I N A I N G U A R A N
 INTERPRETACION DE LA MEDICION DE DIAMETROS

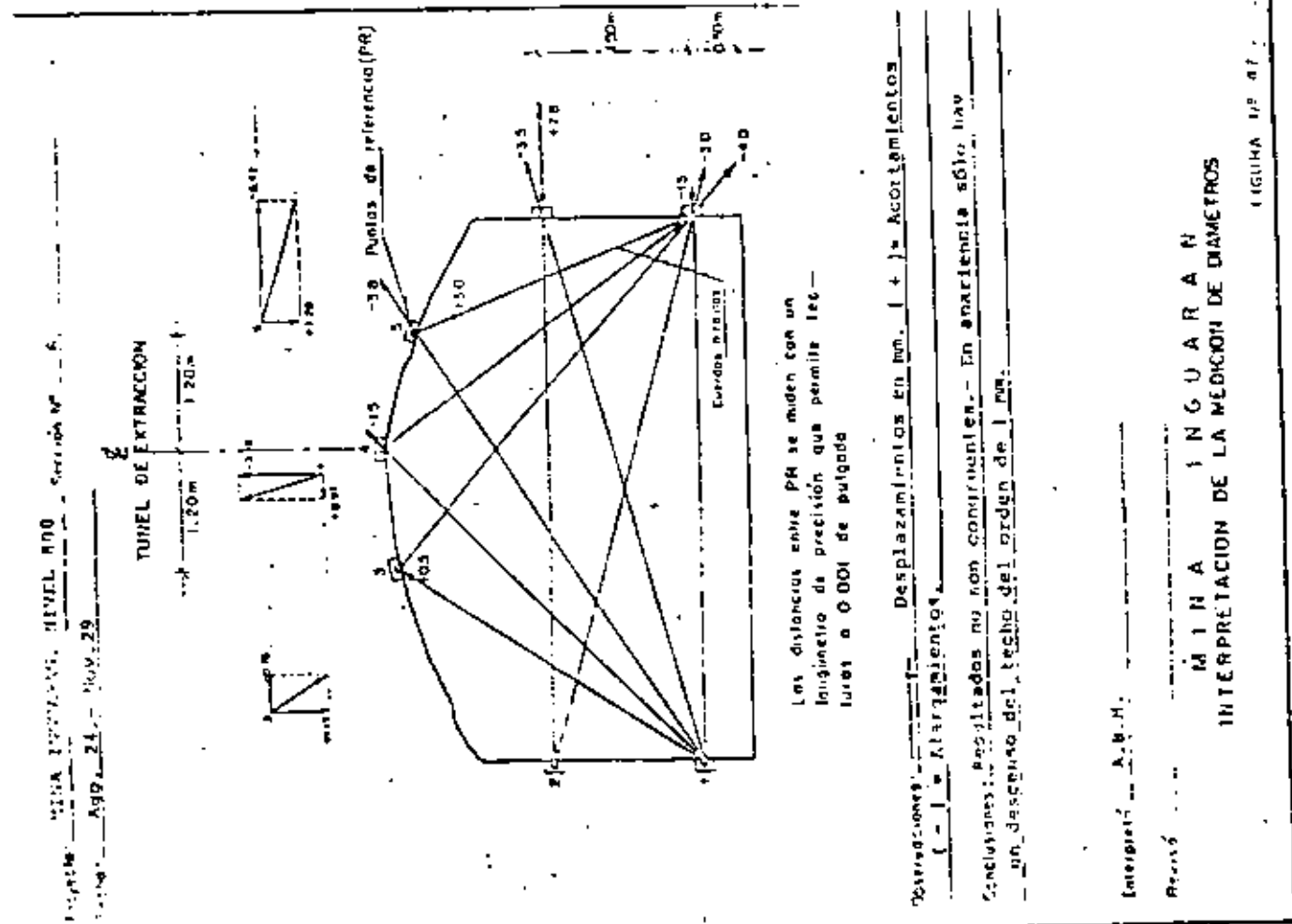
PRESIONES ACTUALES EN PUNTO DE APOYO DEL NIVEL 800

CANTON	LOCALIZACION (VER FIG. 1)	PRETE (CENTRO PUNTO)	PRESION MEDIA (1) (Kg/cm ²)		PRESION QUE SE DIO EN LOS DATOS EN OCTUBRE DE 1975.	PRESION REGISTRADA EN DICIEMBRE DE 1975.		PRESION MEDIA OBTENIDA EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD.		
			PRESION ESTAN. CON AL FONDO DE LA INSTALACION (10-75)	CAMBIO DE PRESION POSITIVO O NEGATIVO EN EL FONDO DE LA INSTALACION (10-75)		MAXIMA	MINIMA	DIFERENCIA CON LA MEDIA		
								(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	
C-1	A-4	10-12	108.5	77	108	115	113	68-97 81	+6	+7.8
C-2	A-5	29-30	98	87	98	—	—	75	-12	-13.8
C-3	A-7	56-57	98	96	97.5	79	73	105	+9	+9.4
C-4	A-8	66-67	139	104	—	—	—	121	+17	+16.3
C-5	A-6	41-42	67.5	108	68.5	55	50	103	-5	-4.6

- * Al intentar efectuar la recarga en octubre de 1975, se comprobó que el Gato había sido definitivamente dañado, por taliente por las estracas en las instalaciones del sitio de prueba, por lo que no fue posible efectuar dicha recarga. (Ver figura 3.4).
- ** Posteriormente a la descarga se presentaron caídas en el techo de la mina en la zona de instalación, dando al avance en la explotación, por lo que no se continuó el registro de presiones después del 10-00-75, fecha en que se registró una presión de 65 Kg/cm². (Ver figura 3.2).

M I N A I N G U A R A N

FIGURA N°48







**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

METODOS GRAFICOS EN EL ANALISIS DE TALUDES

Ing. Víctor Manuel Navarro Hernández

JULIO, 1982

I. PROFILDADES DE LAS PROYECCIONES ESFERICAS:

1.1. General.

La orientación de un plano en el espacio, definida por su rumbo y maneo, se representa mediante la intersección de dicho plano con una esfera de referencia a través de cuyo centro pasa el plano en cuestión. Para determinar esta línea de intersección en el espacio, es necesario proyectarla sobre el plano ecuatorial de la esfera. Diferentes métodos de proyección han sido ideados; sin embargo las distorsiones que se producen al proyectar variables tridimensionales en un plano bidimensional no han sido resueltas. Para evitar estos problemas dos tipos diferentes de proyecciones se usan en geología estructural. En cristalografía y estabilidad de taludes es deseable usar el método de proyecciones ideados por Wulff ya que en éste las medidas angulares no son distorsionadas. En otros casos, cuando quiere conocer valores estadísticos de densidad y orientación de estructuras geológicas, es importante preservar una correcta representación de áreas y en consecuencia se emplean las proyecciones de Schmidt. La proyección equiangular (Wulff) es el método usado en este estudio.

1.2. Proyección equiangular.

El método de proyecciones Wulff ha sido extensamente explicado en la bibliografía (1,2) y no nos extenderemos en detalles. A modo ilustrativo la Fig. 1 muestra un plano tipo (representación de una falla o fractura geológica) interceptando la esfera imaginaria y su posterior proyección mediante un círculo mayor en el plano ecuatorial. La Figura 2 muestra un diagrama Stereonet obtenido de una proyección equiangular en el hemisferio inferior. En él se representa un plano con rumbo NS inclinado a 40° Oeste y también se indica la posición de un plano con rumbo N 42° E inclinado 70° SE, y la intersección de ambos. Se recomienda que una red de este tipo se dibuje en un plástico transparente tal que por superposición y rotación del transparente se puedan dibujar simultáneamente líneas con diferente maneo y rumbo.

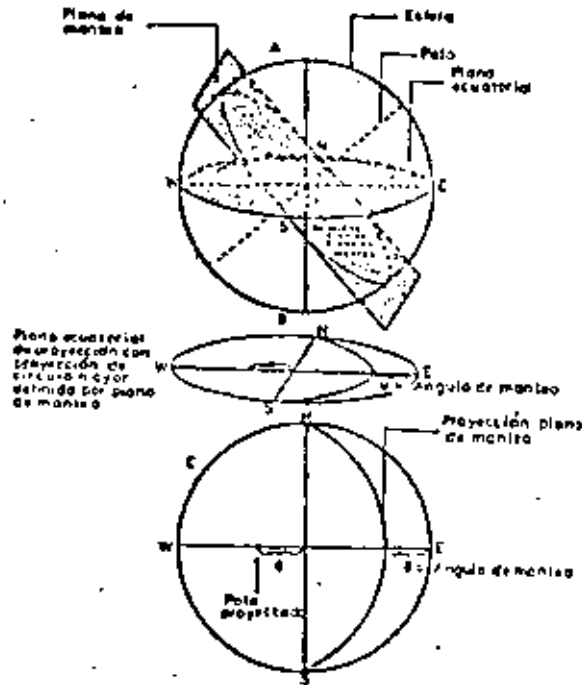


Fig. 1

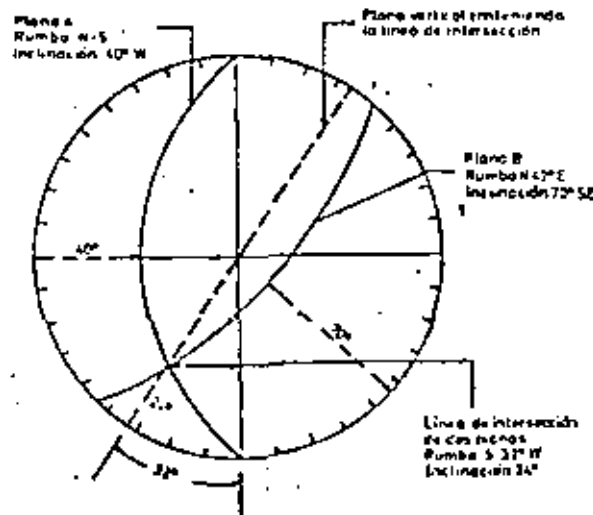


Fig. 2

*Ing. Jefe del Laboratorio de Mecánica de Rocas, Departamento de Minas, Facultad de Ciencias Físicas Matemáticas, Universidad de Chile.

.

•

12. USO DE STERIONET PARA EVALUAR LAS FUERZAS DESLIZANTES Y RESISTENTES PARA UNA CUÑA DE ROCA EN DESLIZAMIENTO POTENCIAL.

El uso de Sterionet en el análisis de estabilidad para rocas fracturadas ha sido descrito por varios autores (3, 4, 5). El método puede ser utilizado para evaluar la estabilidad de una cuña de roca

tridimensional descansando sobre el plano con resistencia friccional. Su aplicación se asemeja al sistema poligonal para sumar fuerzas gráficamente, pero en ese caso sólo la orientación (y no la magnitud) de las fuerzas se determinan directamente con Sterionet.

En la Fig. 3 se muestra la orientación de las fuerzas de reacción en el plano de fallamiento

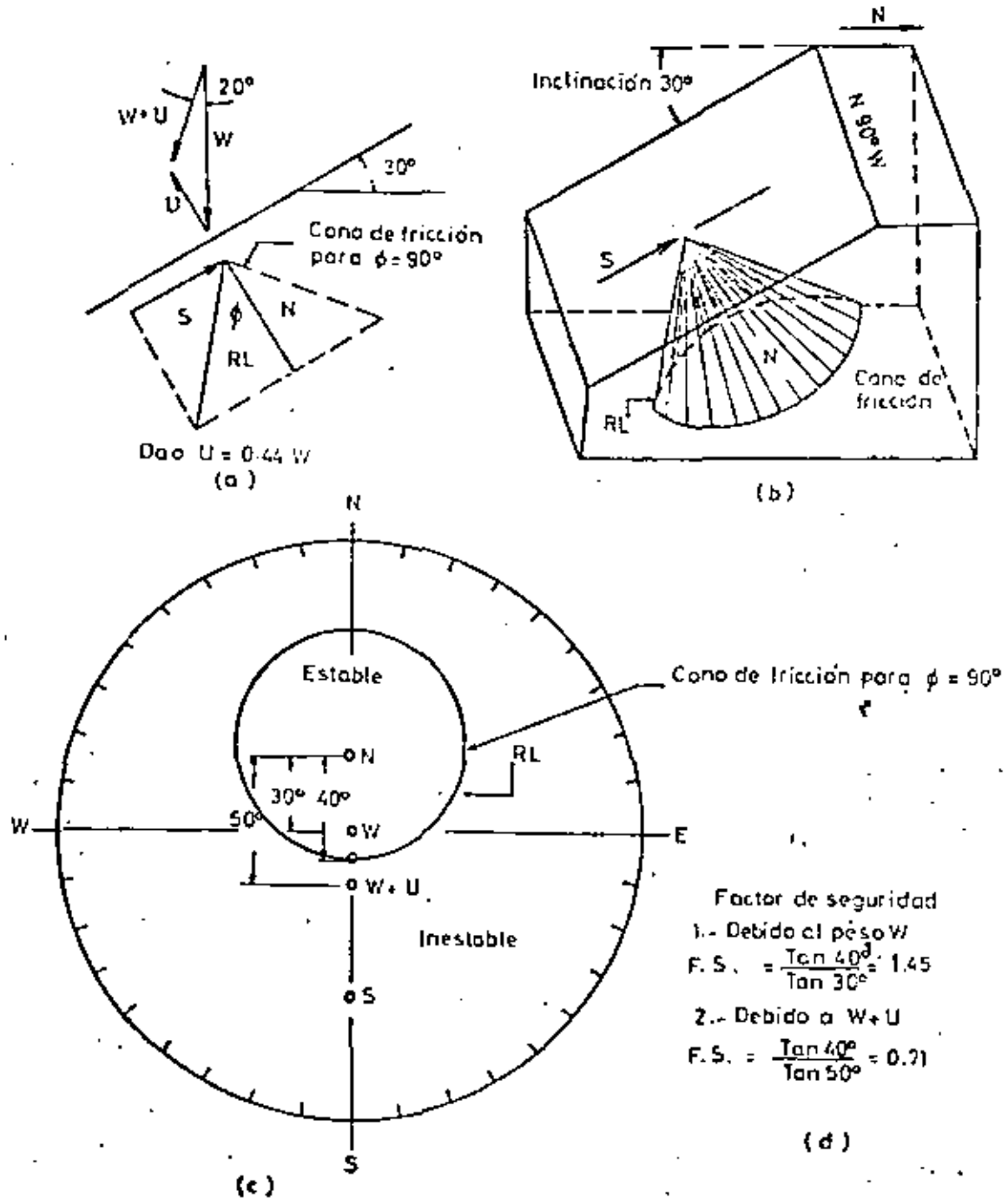
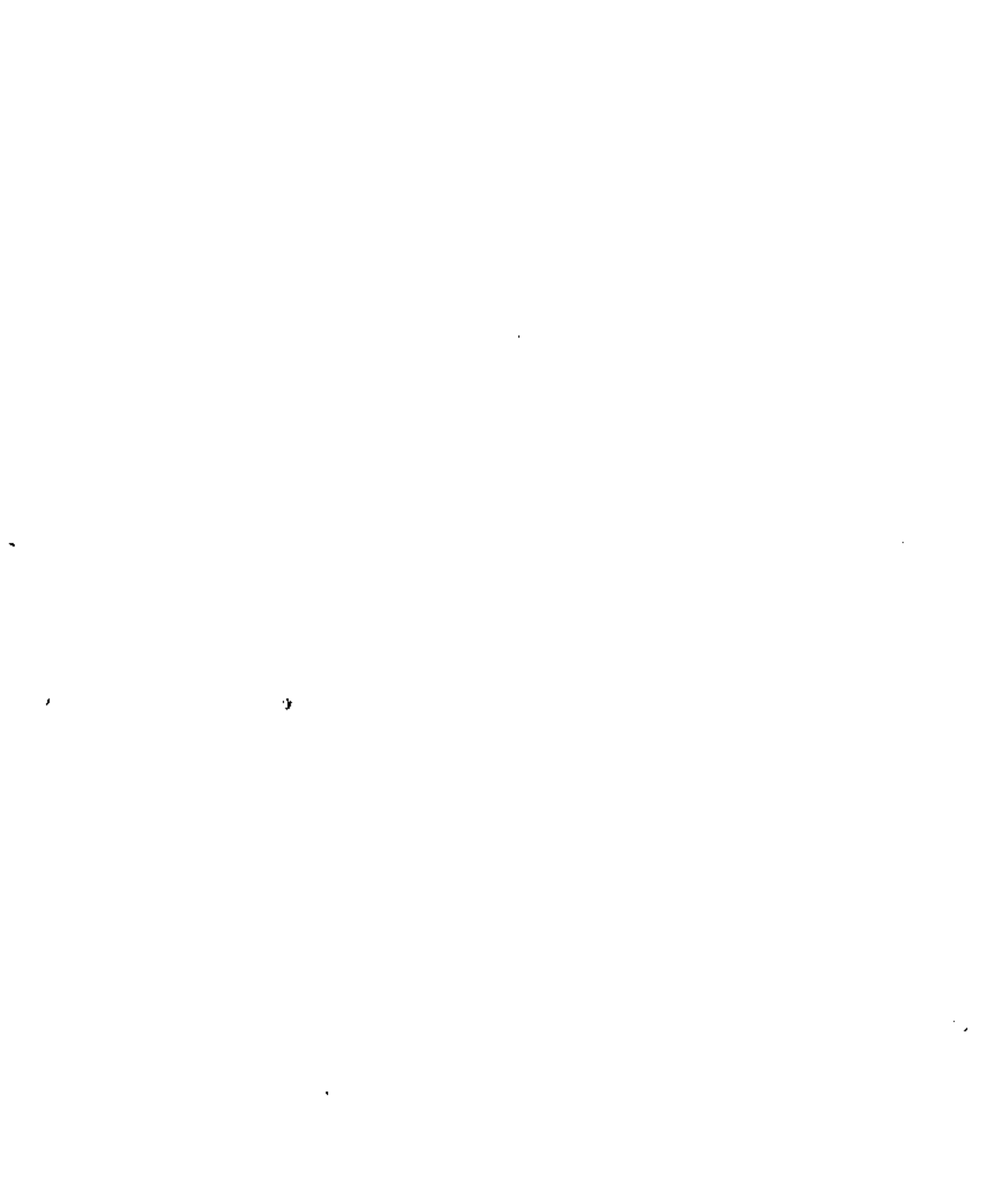


FIG. Nº3. Deslizamiento en un plano.-



ara el caso simple de deslizamiento en un plano. El análisis de estabilidad se divide en dos partes. Primero se dibuja en Stereonet la orientación de la reacción de resistencia máxima R_L en el plano de fallamiento potencial. En este caso corresponde a la componente resistente definida por el ángulo de fricción interna ϕ , el cual determina un "cono de fricción" (ϕ grados con respecto a la normal al plano). La segunda parte corresponde a la determinación de la orientación de las fuerzas deslizantes actuando en la cuña. Estas fuerzas pueden incluir el peso del material, fuerzas de aceleración, presión de agua en los planos de falla y fuerzas pujantes que se presentan debido a estructuras de superficie (ejemplo apoyos de represas de agua).

La suma gráfica de vectores se usa con Stereonet para determinar la orientación de la resultante de fuerzas deslizantes, definiéndose con ello zonas de estabilidad e inestabilidad según el ángulo con que actúa la fuerza deslizante resultante. Por ejemplo, si esta fuerza actúa con un ángulo más alejado de la normal, con respecto al plano potencial de falla, que el ángulo de resistencia de reacción máxima ϕ se produce el deslizamiento. Se destaca que la ubicación exacta de las fuerzas no es conocida y la suma de momentos no se efectúa.

En nuestro ejemplo el plano $N 90^\circ W$ ubica su polo sobre la línea NS en Stereonet. Para dibujar el cono de fricción $\phi = 40^\circ$ es necesario usar el enmarcado de 40° desde N en la red Stereonet. Se observa que N no está en el centro del círculo formado por el cono de fricción.

En la Fig. 3 se han estudiado dos casos posibles. En el primero la cuña de roca está solicitada por su propio peso W que se representa en el centro de Stereonet y por lo tanto dentro de la zona estable delineada por el cono de fricción. El factor de seguridad para este caso es 1.45. En el segundo, se ha supuesto una presión de poro U , equivalente a $0.44 W$ lo que ha desviado la resultante $W + U$ en 20° fuera de la vertical. Esto en Stereonet significa quedar fuera de la zona estable con un factor de seguridad 0.71.

III. ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA MÚLTIPLES SISTEMAS DE FRACTURAS:

El ejemplo anterior ilustraba el caso más sencillo para una cuña de roca deslizante sobre un plano único. El método puede hacerse extensivo a una cuña formada por dos, tres o más planos de deslizamiento. Para múltiples planos Londe⁶ y Hendron⁷ han planteado varios posibles modos de fallamiento. Para el ejemplo mostrado en Fig. 4 podemos suponer los siguientes modos de fallamiento:

- Deslizamiento cuesta abajo en plano 1,
- Deslizamiento cuesta abajo en plano 2,
- Deslizamiento cuesta abajo en intersección de planos 1 y 2.

Además se presentan las posibilidades teóricas de "levantamiento de la cuña" desde los planos 1 ó 2.

III.1. Orientación de la línea de intersección de los planos y fuerza de reacción en el plano de fallamiento.

La orientación de la línea de intersección de los planos representadas en la Fig. 4, se obtiene en Stereonet al dibujar los círculos mayores correspondientes a cada plano. Ver Fig. 5. En nuestro ejemplo la línea de intersección está orientada $S 27^\circ W$ con una inclinación 40° desde la horizontal.

Para el caso de deslizamientos solamente en el plano 1, la orientación de R_{L1} representada por el cono de fricción en el plano 1 define las zonas estables e inestables. Para deslizamientos en la intersección de planos 1 y 2, la orientación de $R_{L1} + R_{L2}$ separa las zonas estables e inestables. El límite entre deslizamientos en la línea de intersección y deslizamientos en plano 1 resulta ser el círculo mayor que pasa a través de N_1 y S_1 , siendo estas las fuerzas normales y de cizalle actuando en el plano 1.

El estudio de estabilidad se inicia construyendo los conos de fricción para ambos planos. Ellos quedan determinados a partir de las normales N_1 y N_2 según se explicó en la Fig. 3c. Para el caso de deslizamientos en la intersección de ambos planos las fuerzas de cizalle S_1 y S_2 actúan en la dirección del deslizamiento siendo ésta paralela a la línea de intersección. Las fuerzas S_1 y S_2 se dibujan en el mismo punto en Stereonet. Conocidos N y S para cada plano, las fuerzas de reacción respectivas se deducen directamente y con la resultante R_L en cada plano actuando en la misma sección que sus respectivas N y S . Por ejemplo, la dirección de las fuerzas de reacción R_{L1} puede localizarse dibujando un círculo mayor a través de N y S . R_{L1} se ubica donde este círculo intercepta el cono de fricción a través del plano 1. Conocidos R_{L1} y R_{L2} la resultante total del sistema $R_{L1} + R_{L2}$ debe actuar en una plano paralelo a R_{L1} y R_{L2} . En Stereonet este dato se obtiene trazando un círculo mayor a través de R_{L1} y R_{L2} , y la reacción total se ubicará en algún lugar de este círculo. Sin embargo se observa que su posición exacta dependerá de la orientación de las otras fuerzas deslizantes por considerar, ya que la orientación de estos vectores afecta la magnitud relativa de R_{L1} y R_{L2} .

III.2. Fuerzas Mínimas requeridas para causar deslizamientos o estabilizar la cuña.

Para causar deslizamientos en la cuña, el vector deslizante resultante debe yacer fuera de las zonas estables y el factor de seguridad debe ser reducido al valor uno. Esquemáticamente ello se consigue

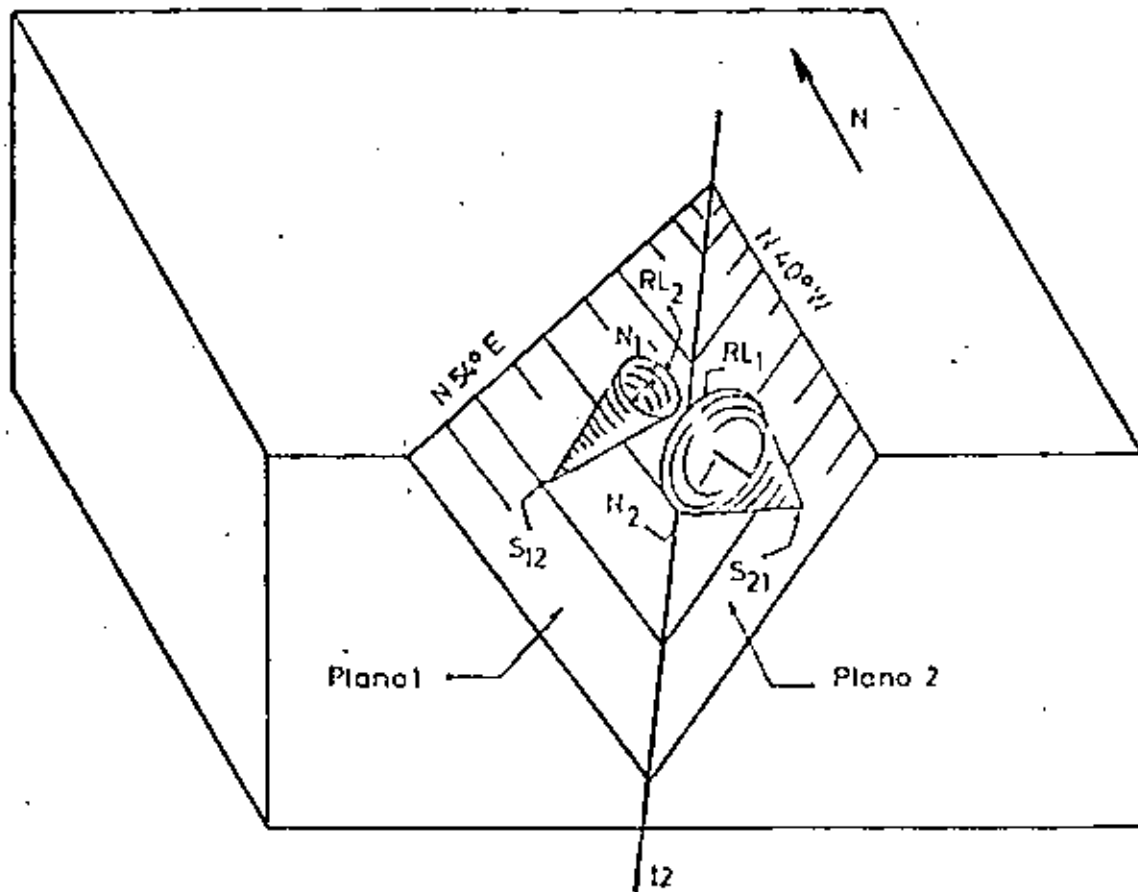


FIG. N°4.- Deslizamiento en dos planos.-

mediante una fuerza NW que dibujada en un polígono de fuerza se ubicaría entre la punta del vector existente (vector peso W en este caso) y perpendicular al plano RL1 + RL2.

En la Fig. 6 el ángulo entre W y RL1 + RL2 es cuatro grados. Se observa que el rumbo de la fuerza mínima NW (S 40° W) no es el mismo rumbo de la línea de intersección (S 27° W). De acuerdo al esquema de fuerza presentado en la Fig. 6 la magnitud de la fuerza mínima requerida para iniciar el deslizamiento es igual a 0,07 W y se orienta al S 40°W a 4° hacia arriba.

Una vez que se ha estimado la magnitud y dirección de la fuerza que podría causar el deslizamiento es necesario determinar la magnitud y dirección de las fuerzas necesarias para estabilizarla y establecer así el factor de seguridad. La característica de la fuerza estabilizadora dependerá del tipo de escurrimiento observado, por ejemplo:

caso 1.

La cuña de Fig. 3 está solicitada por una fuerza

deslizante D y escurre potencialmente en el plano 1.

En este caso la orientación N1 y D es conocida, siendo sólo necesario determinar las características de S1 y RL1. Los vectores S1 y RL1 actúan dentro de los planos definidos por N1 y D, su posición se obtiene dibujando un círculo mayor a través de N1 y D (línea sólida en Fig. 7). Resulta así que S1 se ubica a 90° de N1 y RL1 a ϕ grados de N1 a lo largo del círculo mayor. En el ejemplo, el ángulo entre N1 y RL1 es $\phi = 20^\circ$, el ángulo entre RL1 y D es 37°. El factor de seguridad resultante es:

$$F.S. = \frac{\text{Fuerza de cizalle máxima}}{\text{Fuerza de cizalle movilizada}} = \frac{\text{Tang } 20^\circ}{\text{Tang } (20^\circ + 37^\circ)} = 0,21$$

Para este caso el deslizamiento de la cuña será en dirección de las fuerzas de cizalle S, con incli-

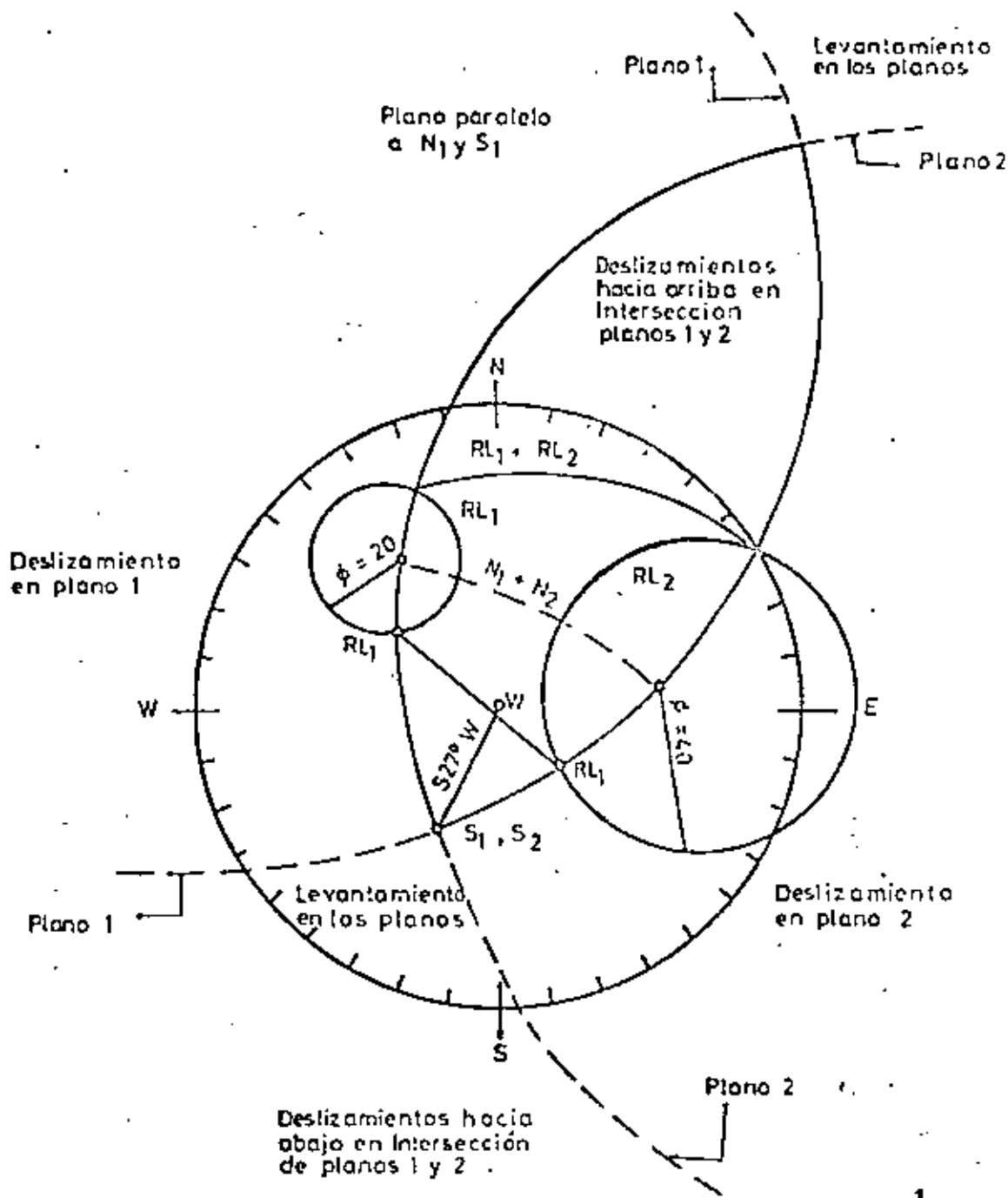


FIG. Nº 5.- Stereonet para deslizamientos en dos planos.-

nación de 10° y en la dirección S 40° W en el plano 1.

La magnitud de la fuerza mínima P, requerida para cerrar los 37° angulares existentes entre RL1 y D (y consecuentemente aumentar el factor de seguridad a uno), puede determinarse de la construcción gráfica en la Fig. 7. Si la magnitud D es conocida entonces la fuerza mínima es:

$$P_{\min} = D \cdot \sin 57^\circ$$

CASO 2.

La cuña es solicitada por el vector deslizante B y escorrirá a lo largo de la línea de intersección de los planos 1 y 2, S1 y S2 actúan paralelos a la línea

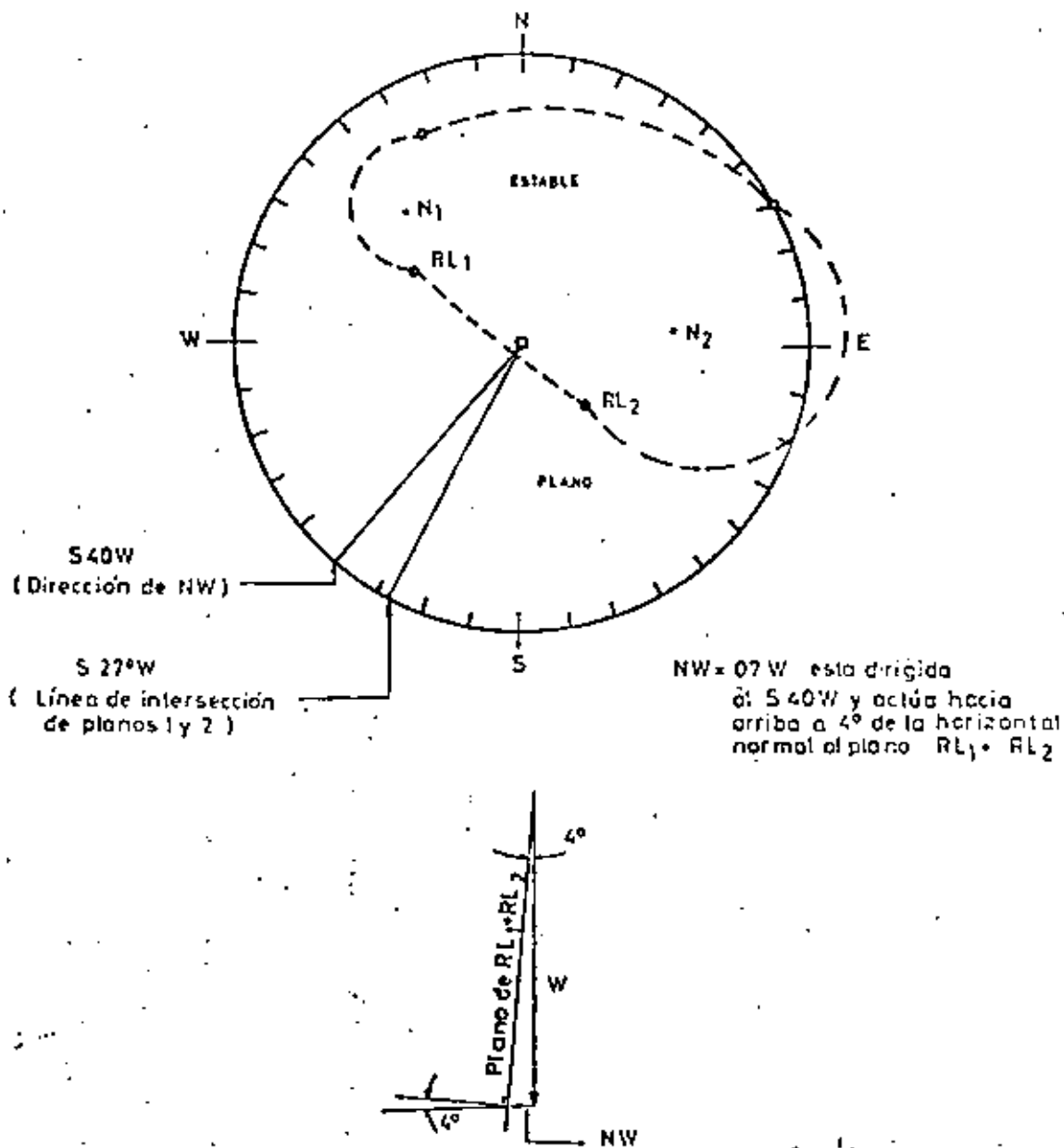


FIG. Nº 6.- Deslizamientos en dos planos
 Fuerza mínima requerida para causar deslizamiento..

de intersección de estos planos. La posición de N₁ + N₂ y RL₁ + RL₂ quedará definida al dibujar un círculo mayor (línea sólida en Fig. 7) a través de S₁, S₂ y B. El vector RL₁ + RL₂ se localiza en la intersección de este círculo mayor y otro círculo que pasa por RL₁ y RL₂. También el vector N₁ + N₂ se localiza en la intersección de los círculos mayores que pasan por S₁ + S₂, B y N₁, N₂ respectivamente.

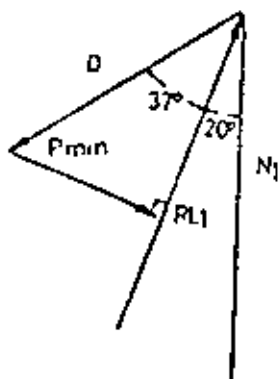
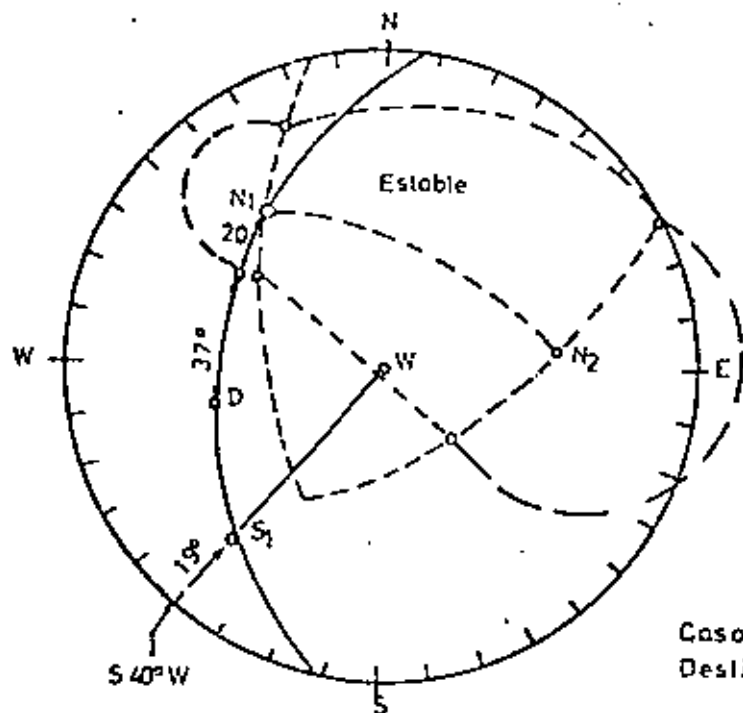
El factor de seguridad queda definido por los ángulos 51° entre N₁ + N₂ y B, y el ángulo 33° entre N₁ + N₂ y RL₁ + RL₂.

$$F. S. = \frac{\text{Tang } 33^\circ}{\text{Tang } (33^\circ + 18^\circ)} = 0,53$$

La dirección del deslizamiento es a lo largo de la línea de intersección S 27° W con inclinación 40° hacia abajo.

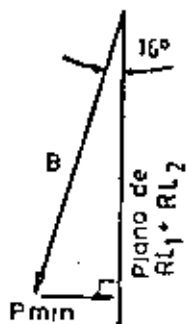
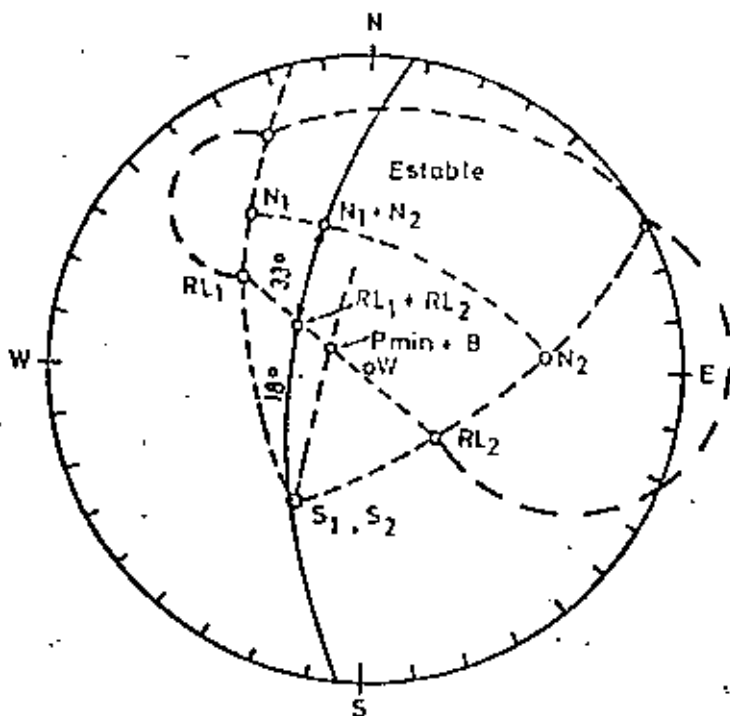
IV. PROCEDIMIENTO COMPUTACIONAL

El método descrito resulta aparentemente complicado y tedioso en el dibujo manual, pudiendo



$$P_{\min} = D \text{ sen } 37^\circ$$

Caso 1
Deslizamiento en plano 1



$$P_{\min} = B \text{ sen } 16^\circ$$

Caso 2
Deslizamiento en intersección
de planos 1 y 2

FIG. Nº 7.- Fuerza mínima requerida para establecer la cuña.-

... aumentar las dificultades al crecer el número de caras libres de la cuña de roca en estudio. Pues ésta muchas veces no se encuentra delimitada por una clara y delimitada línea de falla sino por una serie de discontinuidades geológicas (vetas, diaclasas, etc.) que presentan planos de debilidad.

A objeto de obviar estos problemas se han diseñado una serie de programas de computación (8,9) para procesar toda la información por etapas. El ciclo se inicia con la recolección de información en terreno dividiendo la zona a estudiar en bloques (metros de galerías, minas subterráneas; super-

ficie de bancos, mina a tajo abierto). Los datos en forma de rumbo y mancha para cada discontinuidad geológica son procesados por STERONET I para dibujar concentración de polos en una Red de Wulff. STERONET II identifica formaciones de grupos de polos sacando su orientación media y desviación standard. Finalmente STERONET III obtiene las intersecciones de planos principales y analiza los factores de seguridad.

REFERENCIAS

1. Turner, F. J.; Weiss, L. E. (1963). *Structural Analysis of Metamorphic Tectonites*, Mc Graw-Hill.
2. Lowe, K. E.; Eger, D. (1961). *Petrofabric Counting by Digital Computer*, Geol. Soc. Amer. Sp. Paper 68, p. 220.
3. Goodman, R. E. (1969). *Discussion of Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock* by Klaus John. Proc. ASCE vol. 95 SM2, marzo.
4. John, K. W. (1968). *Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock*, Proc. ASCE vol. 94 SM2, marzo.
5. Londe P. V. et al. (1960). *Stability of Rock Slopes. Graphical Methods*, Proc. ASCE vol. 96 SM4, julio.
6. Londe P. V., et al. (1969). *Stability of Rock Slopes A three Dimensional Study*, Proc. ASCE vol. 95 SM7, enero.
7. Hendron, A. J. (1971). *Analytical and Graphical Methods for the Analysis of Slopes in Rock Masses*. Department of Civil Engineering, University of Illinois.
8. Krstulovic, G. et al. (1974). *Reporte Técnico RT-74-1 Steronet. Programa de Computación para Cuantificar Discontinuidades Geológicas*. Compañía de Colne El Salvador, Cobresal.
9. Krstulovic, G. et al. (1975). *Informe Técnico IN-75-1 Analisis Vectorial para el estudio de rocas fracturadas*. Reporte Interno Sección Mecánica de Rocas, Depto. de Minas, Universidad de Chile.

MIEMBRO
AMERICAN SOCIETY
OF PHOTOGRAMMETRY



Y
AMERICAN CONGRESS
ON
SURVEYING AND MAPPING

OFICINA TECNICA ANTONIO de GAVARDO

■ LEVANTAMIENTOS AEROFOTOGRAMETRICOS ■ LEVANTAMIENTOS FOTOGEOLOGICOS CON CONTROL DE TERRENO ■ MENSURAS DE PROPIEDADES MINERAS POR FOTOGRAMETRIA ■ PROYECTOS DE CAMINOS Y FERROCARRILES ■ CUBICACION DE DESMONTES Y CONTROL DE TRANQUES POR FOTOGRAMETRIA TERRESTRE ■ CATASTRO DE PROPIEDADES MINERAS, ETC.

DISTRIBUIDOR EXCLUSIVO DE
FILOTECNICA SALMOIRAGHI S P A
MILANO, ITALIA

REPRESENTANTES
MC. PIAR, GEOPHYSICS LTDA.
ONTARIO, CANADA

■ TALLER REPARACION INSTRUMENTOS DE INGENIERIA Y OPTICA
■ TALLER COPIAS DE PLANOS

AV. ISIDORA COYENECHEA 5162 - LAS CONDES
TELEFONOS: 221331 - 432103
CASILLA 107 - SANTIAGO 10



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL TAJO I.

Ing. Alberto S. Menache Varela

JULIO, 1982

ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN
EL TAJO I.

México, D.F., Abril de 1980.

PROYECTOS ESPECIALIZADOS DE INGENIERIA, S.C.
Consultores en Mecánica de Rocas y
Mecánica de Suelos.

I N D I C E.

- 1.- INTRODUCCION.
- 2.- GEOLOGIA.
 - 2.1 - Estratigrafía.
 - 2.2 - Clasificación y levantamiento de discontinuidades.
- 3.- PROPIEDADES MECANICAS DE LA MASA ROCOSA.
- 4.- CINEMATICA DE FALLA DE LOS TALUDES.
- 5.- ANALISIS DE ESTABILIDAD.
 - 5.1 - Análisis de falla a través de cuñas.
 - 5.2 - Análisis de falla circular.
- 6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.
- 7.- ANEXO I.

Plano de localización de secciones geológicas sondeos y piezómetros.
- 8.- ANEXO II.

Perfiles litológicos.
- 9.- ANEXO III.

Secciones geológicas
Block Diagramático.

10.- ANEXO IV.

Plano de fracturamiento Regional.
Plano de fracturamiento de Tajos
y Mina I.

11.- ANEXO V.

Red de flujo horizontal.

12.- ANEXO VI

Plano de Estabilidad de Taludes.

INTRODUCCION

1.- INTRODUCCION.

En el año de 1977, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, fué contratado por la Comisión Federal de Electricidad para realizar un estudio sobre la estabilidad de taludes de dos futuros tajos a cielo abierto, denominados Tajo A y C, que servirían para la extracción del carbón que sería utilizado en la nueva planta termoeléctrica de "Río Escondido".

En este estudio se señalaron los problemas que podrían afectar la estabilidad de los taludes y se hizo hincapié en la necesidad de conocer, con más detalle, las propiedades mecánicas de los materiales y las condiciones geohidrológicas del subsuelo.

En Agosto de 1977 se crea la compañía "Minera Carbonífera Río Escondido", con el propósito exclusivo de dedicarse a la extracción de carbón para C.F.E. y en Marzo de 1979 se iniciaron una serie de trabajos en los tajos, ahora denominados I y II, que dieron origen al estudio geohidrológico del Tajo I presentado por nuestra empresa en el mes de Septiembre del mismo año.

En este estudio se definieron las condiciones del flujo de agua subterránea y se recomendó hacer un análisis detallado de la estabilidad de los taludes, ya que existían una serie de fracturas que conjuntamente con el agua afectarían seriamente la estabilidad de los mismos.

La topografía sumamente plana de la región no proporcionaba cortes que sirvieran para obtener datos sobre los buzamientos de las fracturas, por lo que fué necesario esperar hasta mediados del mes de febrero, en que se da inicio a la excavación del Tajo I para realizar el mapeo de las discontinuidades y obtener elementos para los cálculos de los taludes.

En el presente estudio, que se expondrá a continuación, se presentan los resultados obtenidos de la exploración de campo y de los cálculos de gabinete. Se concluye con una serie de lineamientos generales para poder abrir el tajo en cualquier dirección que lo considere conveniente MICARE, manteniendo siempre un factor de seguridad adecuado de la estabilidad de los taludes.

GEOLOGIA

2.- GEOLOGIA.

El comportamiento mecánico e hidráulico de una masa rocosa depende - primordialmente de la configuración de sus discontinuidades. Estas se agrupan en familias de diaclasas, planos de estratificación, superficies de foliación y fallas. Por tanto, el primer paso que se siguió fue la clasificación y levantamiento de dichas superficies de discontinuidad.

Ya que este trabajo es una continuación del estudio geohidrológico - presentado por nosotros en Septiembre de 1979, nos permitimos repetir los comentarios realizados sobre la estratigrafía y la geología estructural; pero en esta ocasión, se verán enriquecidos por la nueva información que hemos podido obtener de las excavaciones del Tajo I.

2.1 - Estratigrafía.

La columna estratigráfica de interés para la explotación del Tajo I abarca desde las formaciones Upson, San Miguel y Olmos del Cretácico Superior, hasta las rocas recientes del Terciario y Cuaternario.

Las características litológicas de dichas formaciones se obtuvieron mediante la ejecución de 16 sondeos exploratorios con recuperación continua de núcleos de roca, empleando un barril doble giratorio de diámetro N. En cada una de las perforaciones se determinó la litología de los núcleos, el porcentaje de recuperación, el índice de calidad de la roca (R.Q.D.), la permeabilidad de los distintos materiales, las profundidades en que se tuvieron pérdidas de agua durante la perforación y la ubicación del nivel freático. La recopilación de esta información puede consultarse en el Anexo II de este trabajo.

Sin embargo, cabe mencionar que estos 16 sondeos se localizaron entre el borde Norte del Tajo I y el Río Escondido, y únicamente involucraron a los materiales permeables que eran los que interesaban en el problema de flujo de agua. En el interior del tajo, se echó mano de la información obtenida por C.P.E. mediante barrenos perforados con brocas tricónicas que únicamente sirven para definir, en forma aproximada, el tipo de material y no muy



confiablemente la localización de los contactos entre las distintas formaciones.

A continuación se presenta una breve descripción de la estratigrafía del subsuelo en la zona del Tajo I.

A). Eras Terciaria y Cuaternaria.

Superficialmente se atravesó una capa constituida por un suelo limo-arenoso color café claro, con distribución errática, presentando un espesor variable entre unos pocos centímetros hasta 4.00 m. En ciertos lugares podría considerarse que más bien se trata de un caliche alterado (Suelo residual).

Al incrementar la profundidad aparece un estrato de caliche, compacto y duro, que presenta en su cuerpo una serie de fracturas. En la porción inferior del estrato se observaron pequeños canales de disolución.

El caliche se encuentra distribuido en toda el área de estudio; posee espesores variables entre 8 y 20 m.

Subyaciendo a este estrato hace acto de presencia un conglomerado - constituido principalmente por fragmentos de roca caliza bien redondeados y de color claro, los cuales presentan formas tanto equiaxiales como proladas. La masa en sí se encuentra mal graduada, y el tamaño de los clastos varía entre 1 y 15 cm. En menor proporción - se incluyen fragmentos semirredondeados de pedernal negro, que junto con la caliza, se hallan empacados en una matriz arcillo-arenosa, que en ocasiones presenta partes bien cementadas por carbonato de calcio.

Este estrato también se ve afectado por fracturas y por canales de disolución.

En el block diagramático del Anexo III, se muestra la distribución de estas rocas en el perímetro del Tajo I y su variación hacia Río Escondido; de donde se concluye que los conglomerados se encuentran esparcidos en toda el área, aunque en ciertas zonas se acúan. Su espesor oscila entre 1 y 7 m. pero su promedio es de 3m. Por las

características mencionadas hasta el momento, es de suponerse que estos depósitos se originaron al erosionarse las rocas calizas de las montañas pertenecientes a La Sierra Madre Oriental, siendo transportados los fragmentos de roca por las corrientes de agua que los fueron sedimentando al perder éstas su capacidad de arrastre.

Lo anterior explica la forma de las partículas y la diferencia en los espesores de los depósitos.

B). Cretácico Superior.

En el área circundante al Tajo I únicamente se detectaron tres formaciones que resultan interesantes desde el punto de vista de su implicación en los problemas de flujo de agua y de estabilidad de taludes.

A continuación se describirán brevemente sus características empezando por la más joven.

FORMACION OLMOS.- Constituida principalmente por lutitas y limolitas con intercalaciones de areniscas y capas de carbón en su parte inferior.

Las lutitas y limolitas tienen un porcentaje de recuperación medio (60%) y un R.Q.D. bajo (de 0 a 25%).

FORMACION SAN MIGUEL.- Constituida por areniscas de grano fino a grueso, duras y compactas. Su porcentaje de recuperación y su R.Q.D. son altos (80%), lo que indica la alta calidad de esta roca. En ocasiones presenta pequeñas intercalaciones de lutitas.

La formación, de acuerdo a los registros de perforación, tiene una potencia comprendida entre 8 y 15 m.

FORMACION UPSON.- Esta formación solo se encontró cerca del Río Escondido y consta de lutitas y lentes de areniscas, presentando el conjunto un porcentaje bajo de recuperación y un R.Q.D. que indica una roca de mala calidad (25-50%).

Con el fin de poder determinar la estructura geológica en el área del Tajo I y sus alrededores, se elaboraron nueve secciones geológicas

gicas, cinco de ellas perpendiculares al Río Escondido y al eje longitudinal del tajo, y las cuatro restantes con dirección paralela al eje del tajo.

La localización de las secciones puede encontrarse en el Anexo I, y cada una de ellas en el Anexo III al igual que el block diagramático.

Unicamente se emplearon los barrenos recientemente perforados -- por MICARE, en donde hubo recuperación continua, para la unión de los estratos.

La discordancia entre las rocas Terciarias y las del Cretácico Superior, ha sido bien delimitada en las secciones I a V.- Además puede apreciarse que existe un parteaguas subterráneo en dirección NE-SW, aproximadamente a la altura de las secciones VII y VIII.

Esto probablemente se debió a que cuando las formaciones cretácicas se plegaron y quedaron expuestas a la intemperie la erosión diferencial atacó con mayor rapidez a las lutitas de la formación Olmos que a las areniscas de la San Miguel, dando por resultado la formación de una pequeña colina.

2.2- Clasificación y levantamiento de discontinuidades.

Estructuralmente, las formaciones Cretácicas forman un suave monoclinal ligeramente ondulado, en donde los estratos se dirigen al Este con buzamientos menores de 5°

Para tener una primera idea del fracturamiento que afecta la región, se realizó un estudio fotogeológico; el cual se verificó mediante un vuelo aéreo que abarcó un área comprendida entre los tajos y Piedras Negras.

En los planos del Anexo IV, se muestra la orientación de los sistemas de fracturas.

Durante la auscultación de los pares estereoscópicos se detectaron dos sistemas de fracturas; elaborándose las rosetas de fracturamiento respectivas en donde aparecen, en forma estadística, las orientaciones preferentes de ellas.

La primera señala rumbos variables entre 10° y 30° al NW con buzamientos de 45° al NE y la otra con rumbos comprendidos entre 30° y 70° al NW.

La expresión de las fallas en superficie es débil, por lo que los buzamientos reportados se han ido obteniendo de los datos recolectados durante los trabajos de excavación del Tajo I, y que aparecen más adelante en los estereogramas que se mostrarán en el capítulo 5.

Es importante aclarar que no necesariamente las fracturas principales, o de mayor longitud, caen en los grupos con mayor número de incidencias; ya que estos diagramas se elaboran utilizando únicamente los rumbos y buzamientos de las discontinuidades.

- La observación de las rosetas indica que las fracturas son de origen tectónico, posiblemente del tiempo de la Revolución Larámide. - Ver figuras A y B.

Uno de los aspectos más importantes en los análisis de estabilidad de taludes rocosos es la recolección sistemática y presentación de los datos geológicos de tal forma que puedan evaluarse rápidamente e incorporarse a los análisis de estabilidad. La experiencia de varias personas de renombre en este campo han demostrado que las proyecciones esféricas son un medio adecuado de representar la información geológica, proporcionar las condiciones de fisuramiento de la masa y poner en evidencia la orientación en el espacio de las principales familias de discontinuidades.

Existen varios tipos de proyecciones esféricas. En este estudio se seleccionó la de "Proyección de áreas iguales", también llamada "Proyección de Lambert" o "Diagrama de Schmidt".

En las siguientes figuras (2.1 a 2.5.) se muestran algunos aspectos de la estratigrafía del subsuelo en la zona del Tajo I.

Fig. (2.1)

Vista del caliche haciendo contacto con el conglomerado. Este corte se observa cerca del "Río Escondido", y en el puede apreciarse el fracturamiento en la masa de caliche.



Fig. (2.2)
Contacto Caliche - Conglomerado.



Fig. (2.3)

Detalle del conglomerado, donde se aprecia la forma de sus clastos, su granulometría, el cementante y los conductos de disolución.



Fig. (2.4)

Practuramiento del conglomerado.

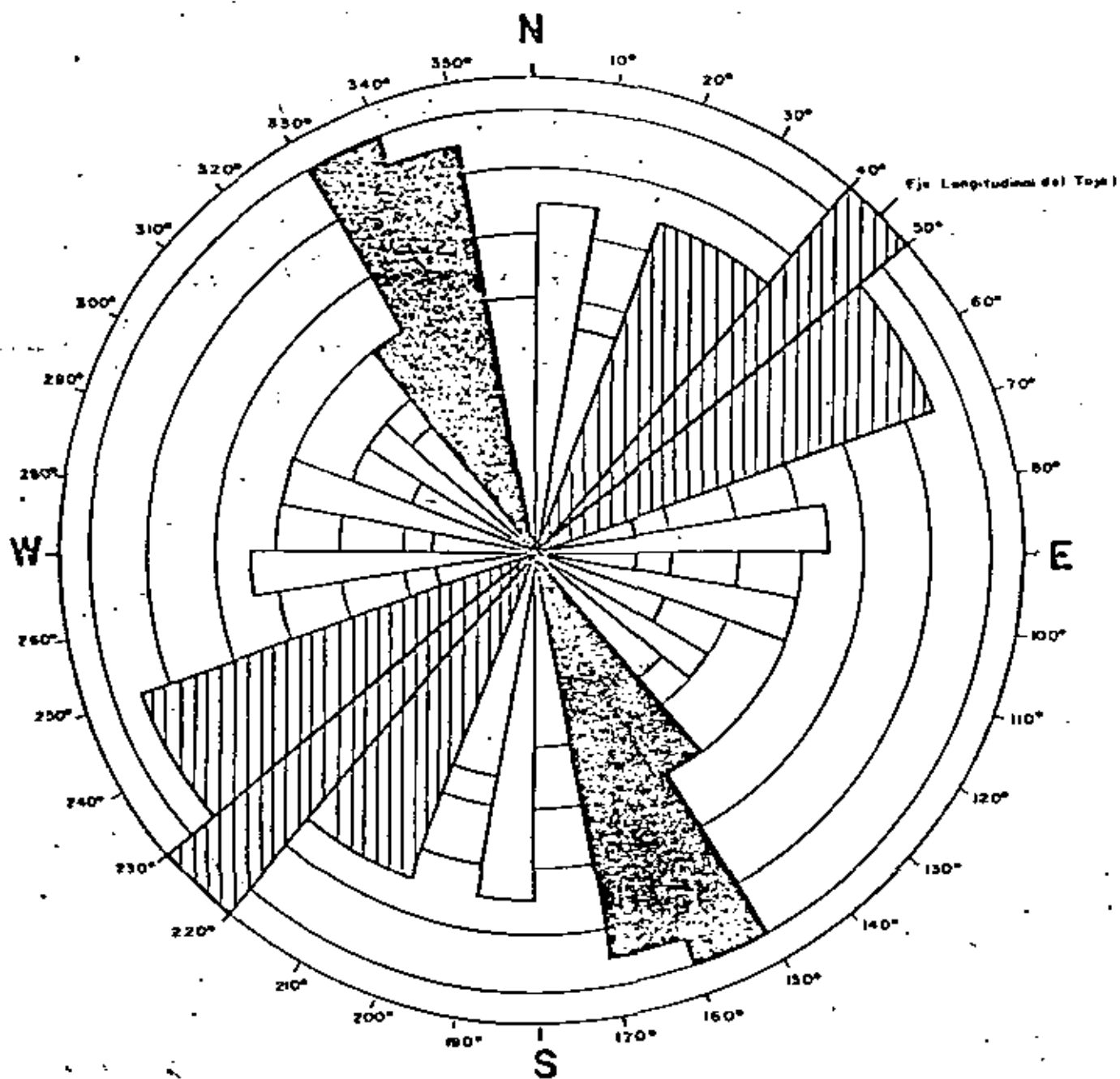


Fig. (2.5)

Contacto del Conglomerado con la
formación Upson.

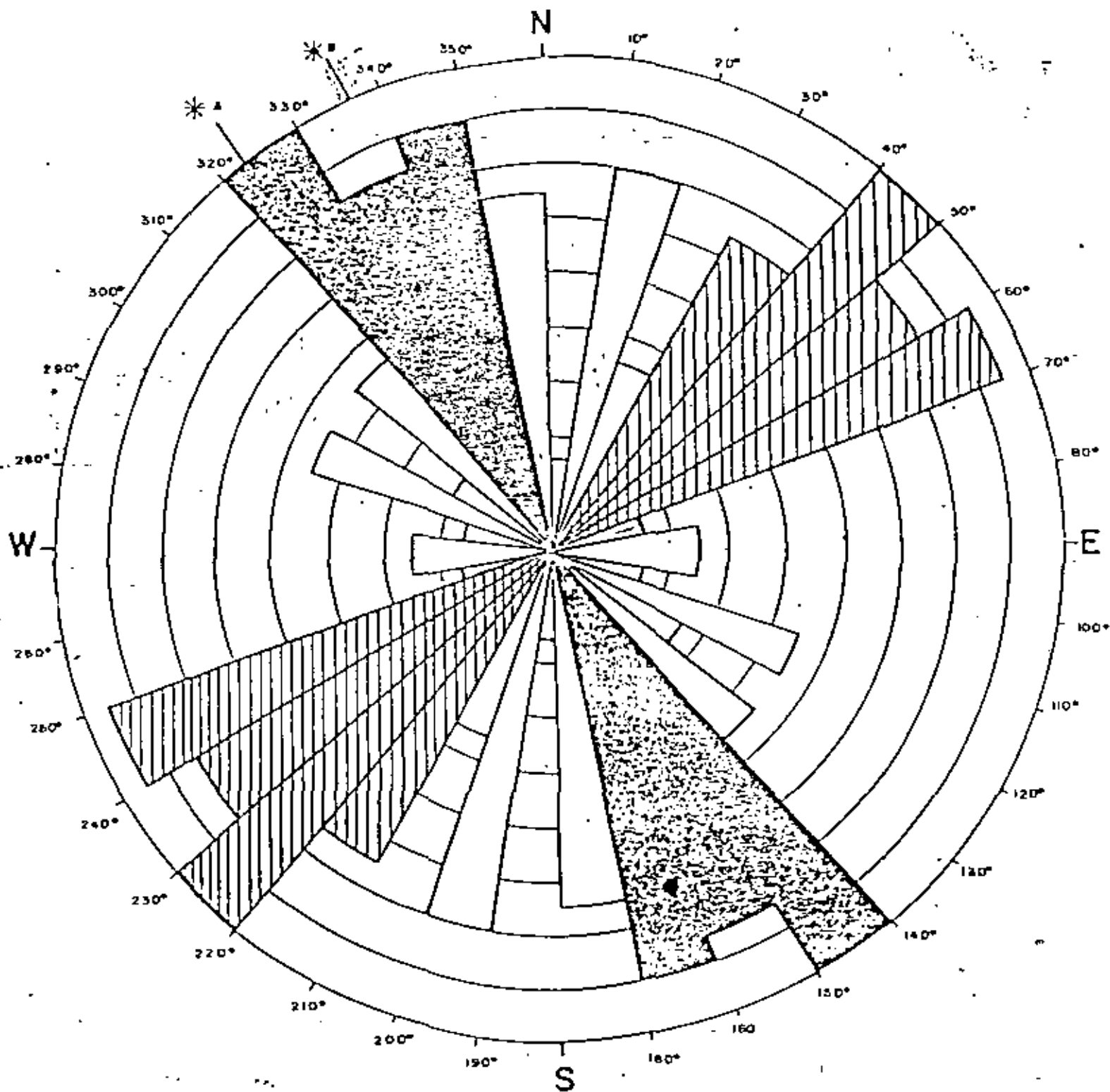
Fig. A

ROSA DE FRACTURAS TAJO I y II



Escala Radial: 2 Fracturas por cada centimetro.

ROSA DE FRACTURAMIENTO REGIONAL



Escala Radial: 2 Fracturas por cada centimetro

*A Orientacion del eje del Anticlinel de la Serrania del Burro

*B Orientacion del eje del Anticlinel del Cerro de Fogata

*PROPIEDADES MECANICAS
DE LA MASA ROCOSA*

3.- PROPIEDADES MECANICAS DE LA MASA ROCOSA.

Como ya se mencionó anteriormente, el aspecto principal en el estudio de estabilidad de un talud, es la determinación de la geometría de la masa rocosa dada por los sistemas de fracturas. El siguiente punto en importancia lo constituye la determinación de la resistencia al corte.

Dado el tipo de material que formará los taludes del Tajo I, existen dos formas de obtener estos datos.

- a).- Pruebas triaxiales.
- b).- Pruebas de corte directo.

La selección del tipo de prueba obedece a la dirección de las cargas, ya que cuando éstas originan una superficie potencial de falla que debe atravesar las fracturas estructurales, la resistencia al corte será próxima a la de la sustancia rocosa, pero cuando la dirección de la carga es paralela o semiparalela a las singularidades estructurales, la resistencia al corte vendrá regida por la superficie de discontinuidad.

A continuación se presentan los parámetros de resistencia que se utilizaron en los análisis de estabilidad.

- a).- Caliche.

peso volumétrico	$\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$
Cohesión.	$C = 1.9 \text{ Kg/cm}^2$
Angulo de fricción interna.	$\phi = 4.7^\circ$

- b).- Conglomerado.
(cementado en parte).

peso volumétrico.	$\gamma = 2.2 \text{ t/m}^3$
Resistencia a la compresión simple.	$\sigma_c = 60 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia al corte directo.	$\tau = 2 \text{ Kg/cm}^2$

Angulo de fricción in
terna.

$$\varphi = 50^\circ$$

c).- Lutita.

Peso volumétrico seco-

$$\gamma = 2.3 \text{ t/m}^3; \text{ C.V.} = 4\%$$

Resistencia a la compresión simple.

$$\sigma_c = 137 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 17\%$$

Resistencia a la tensión.

$$\sigma_t = 11 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 65\%$$

Resistencia al corte directo.

$$\tau = 4 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 25\%$$

Angulo de fricción in
terna.

$$\varphi = 70^\circ$$

d).- Arenisca.

Peso volumétrico seco.

$$\gamma = 2.2 \text{ t/m}^3; \text{ C.V.} = 6\%$$

Resistencia a la compresión simple.

$$\sigma_c = 323 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 57\%$$

Resistencia a la tensión

$$\sigma_t = 30 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 55\%$$

Resistencia del corte di
recto.

$$\tau = 19 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 38\%$$

Angulo de fricción inter
na.

$$\varphi = 73^\circ$$

El fracturamiento encontrado en el tajo se debe a fallas bien -- identificadas, y en su mayoría las superficies aparecen pulidas con estrías en la dirección del echado, mostrando un contacto -- roca-roca, con 1 mm. de abertura.

Por las observaciones realizadas en el caliche, el ϕ residual -- debe de andar del órden de 30°; y se estimó un ángulo i de primer órden cercano a 5°; y ninguno para el i de segundo órden.

CINEMATICA DE FALLA

DE LOS TALUDES



4.- CINEMATICA DE FALLA DE LOS TALUDES.

Considerando los diferentes tipos de materiales que existen en el interior del tajo y las discontinuidades estructurales que cruzan el área de interés, se pensó en las siguientes posibilidades de mecanismos de falla:

a).- Falla del talud a través de cuñas bi o tridimensionales formadas por fracturas

b).- Falla circular.

a).- Falla a través de cuñas.

Para definir el tipo de falla a través de cuñas en los bordes del Tajo I, se dividió el perímetro de la excavación en 15 caras, y se elaboraron los estereogramas correspondientes en base a la fotointerpretación realizada en Septiembre de 1979, y a los rumbos y buzamientos medidos en los primeros trabajos de excavación.

En el anexo VI se muestra el plano denominado estabilidad de taludes, en el cual pueden identificarse cada una de las 15 caras mencionadas; y se ilustra, a través de los estereogramas respectivos, la relación entre las discontinuidades geológicas y la dirección del talud propuesto en cuanto a la probabilidad y forma de algún deslizamiento.

Así, se pueden llegar a hacer los siguientes comentarios:

Cara 1.- La proximidad del polo de un talud pronunciado con la familia de fracturas con inclinación promedio de 75°, hace posible pensar en una falla de tipo bidimensional. Además, existe el riesgo de formación de cuñas tridimensionales con salida hacia el SE, para taludes inclinados más de 50°.

Cara 2.- En esta cara es probable que ocurran algunos desprendimientos provocados por el deslizamiento de cuñas tridimensionales, con salida hacia el SE, incluso para taludes de inclinación media.

- Cara 3.- La posición del polo del plano de la cara, hace factible pensar en una falla de tipo bidimensional para taludes pronunciados. Además, hay indicios de que se presenten cuñas tridimensionales inestables con salidas hacia el SE y SW.
- Cara 4.- La disposición de las fracturas indica que para un talud inclinado más de 60° hay una fuerte -- probabilidad de que se presente una falla de tipo bidimensional. Adicionalmente se tienen algunos cruces de discontinuidades que podrían -- dar origen a la formación de cuñas tridimensionales con salida al SE y SW.
- Cara 5.- Excavar este talud con una inclinación pronunciada implicaría tratar con una serie de cuñas tridimensionales, y con la posibilidad de enfrentar una falla de tipo bidimensional.
- Cara 6.- Este talud tiene una alta probabilidad de sufrir una falla de tipo bidimensional ya que su polo se encuentra próximo a una falla inclinada 45°.
- Cara 7.- La dirección de las fracturas en esta área del tajo, podrían provocar una falla por volteo de bloques.
- Cara 8.- En este caso también tendrá que cuidarse la falla por volteo de bloques.
- Cara 9.- Al parecer, la disposición de las fallas indican la formación de cuñas tridimensionales bastante inestables para taludes pronunciados. Al parecer debe pensarse en un talud poco tendido, cuidando de todos modos la posibilidad del volteo de bloques.
- Cara 10.- Sin problemas de estabilidad.
- Cara 11.- Posibilidad de volteo de bloques.

Cara 12. - No parece tener problemas de estabilidad.

Cara 13. - Riesgo de falla por volteo de bloques.

Cara 14. - Posibilidad de falla por volteo de bloques

Cara 15. - Formación de algunas cuñas tridimensionales inestables con salida al SE para taludes inclinados. Revisar volteo de bloques.

b).- Falla Circular.

Ya que el caliche al parecer no presenta las características de una roca dura, sino más bien blanda y semejando su comportamiento al de un suelo, habrá necesidad de revisar la posibilidad de que se presente un mecanismo de falla de esta índole.

ANALISIS DE ESTABILIDAD

5.- ANALISIS DE ESTABILIDAD.

5.1 - Análisis de Falla a través de cuñas.

pensando en que la excavación del tajo se efectuará através de una serie de franjas aún no bien delimitadas, se optó, como primer paso, en elaborar un estereograma general, en el cual se condensó la información geológica, encontrándose nueve direcciones principales de fracturamiento. Con ello, se analizaron las posibilidades de formación de cuñas tridimensionales y se obtuvo el factor de seguridad en condiciones secas para cada una de ellas.

A continuación se presenta una tabla con las características de cada una de las discontinuidades y en la fig 5.1 el estereograma general en el cual se indican los factores de seguridad para cada una de las posibilidades de formación de cuñas.

TABLA 5.1.

Características de las discontinuidades.

Discontinuidad	Buzamiento	Dirección del Buzamiento	Angulo de fricción
1	70°	163°	35°
2	70°	131°	35°
3	80°	103°	35°
4	75°	85°	35°
5	45°	191°	35°
6	40°	219°	35°
7	45°	248°	35°
8	55°	55°	35°
9	30°	46°	35°

Considerando que el factor de seguridad se reduce aproximadamente a la mitad en condiciones de lluvia intensa, flujo de agua y falta de cohesión; y que además cuñas con factores de seguridad de 0.50 o menores en condiciones secas son difíciles y costosas de estabilizar, se delimitó una zona inestable dentro del estereograma y se calcularon las inclinaciones de los taludes de forma tal de que ninguna de las trazas invadiran esta región.

Los resultados de estos análisis aparecen en la figura 52. y en el plano del anexo VI. Para poder determinar la inclinación de cualquier talud excavado dentro del tajo, únicamente deberá conocerse el azimut de la dirección que lleva la normal al plano del talud dirigida hacia la excavación; y buscar en las figuras mencionadas el ángulo correspondiente. De esta forma se ve que un talud excavado en dirección Oeste-Este con buzamiento hacia el sur, deberá tener una inclinación de 30°.

Los taludes así excavados tendrán un riesgo mínimo de inestabilidad. Además, como estos taludes se excavarán en un material estéril que de todos modos tendrá que removerse, el costo del movimiento de tierras originado por los taludes poco pronunciados no es representativo.

En lo concerniente a los cortes en la periferia del tajo se tienen las siguientes consideraciones:

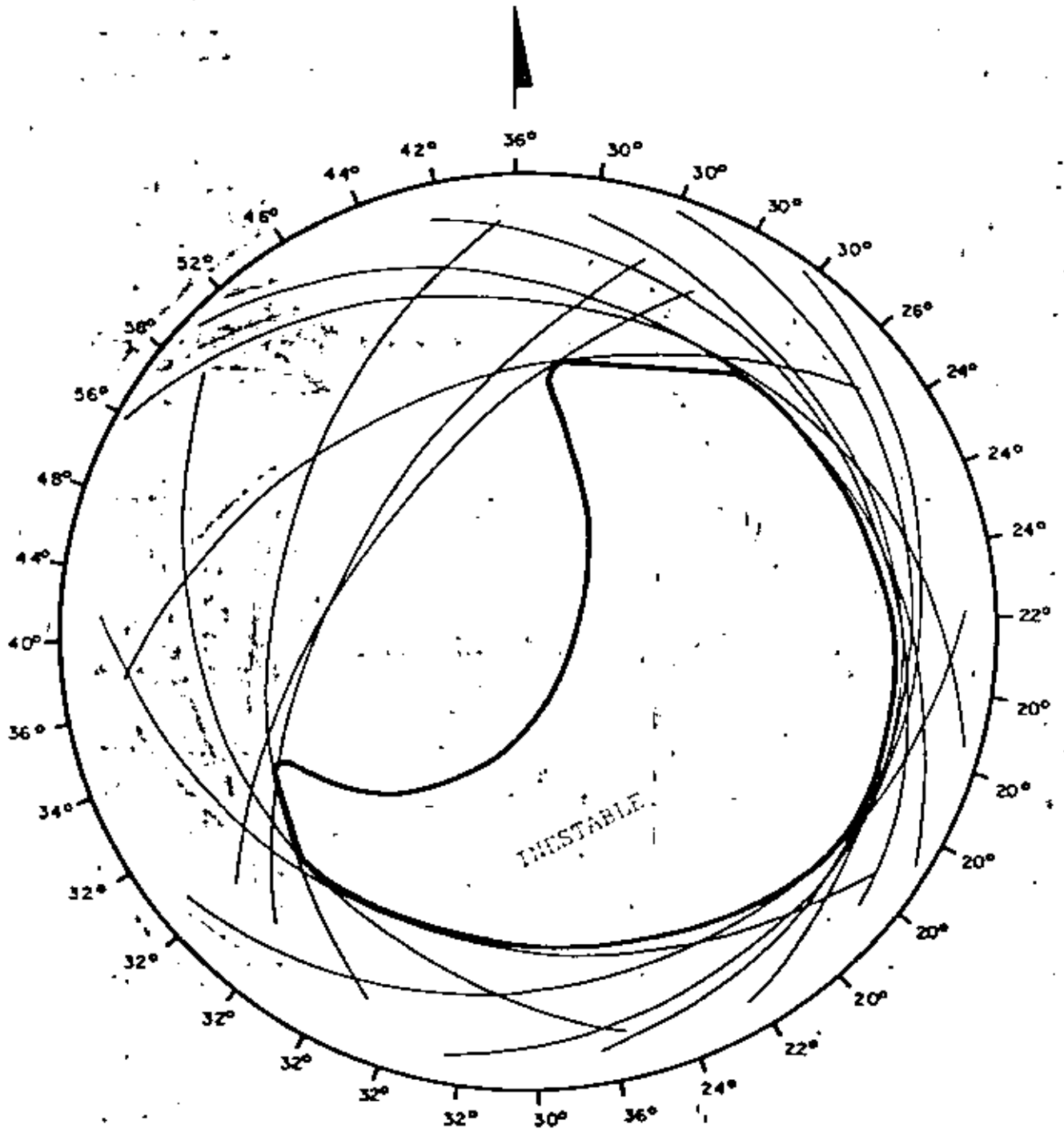
CARA 1.- De la observación del estereograma de esta cara fig. (5.3), puede verse que con un talud a 50° se evitaría el riesgo de falla de cuñas tridimensionales.

El incremento de la pendiente del talud conduciría a la necesidad de pensar en tener que llevar un mapeo geológico de detalle, e ir haciendo análisis de estabilidad más profundos y muy probablemente tener que drenar y anclar ciertas cuñas.

Como el caliche en sí es de muy mala calidad no puede pensarse en un sistema de anclaje para estabilizarlo, por lo cual se recomienda no excavar este material con un ángulo mayor de 50°. En el conglomerado y la lutita podrá -

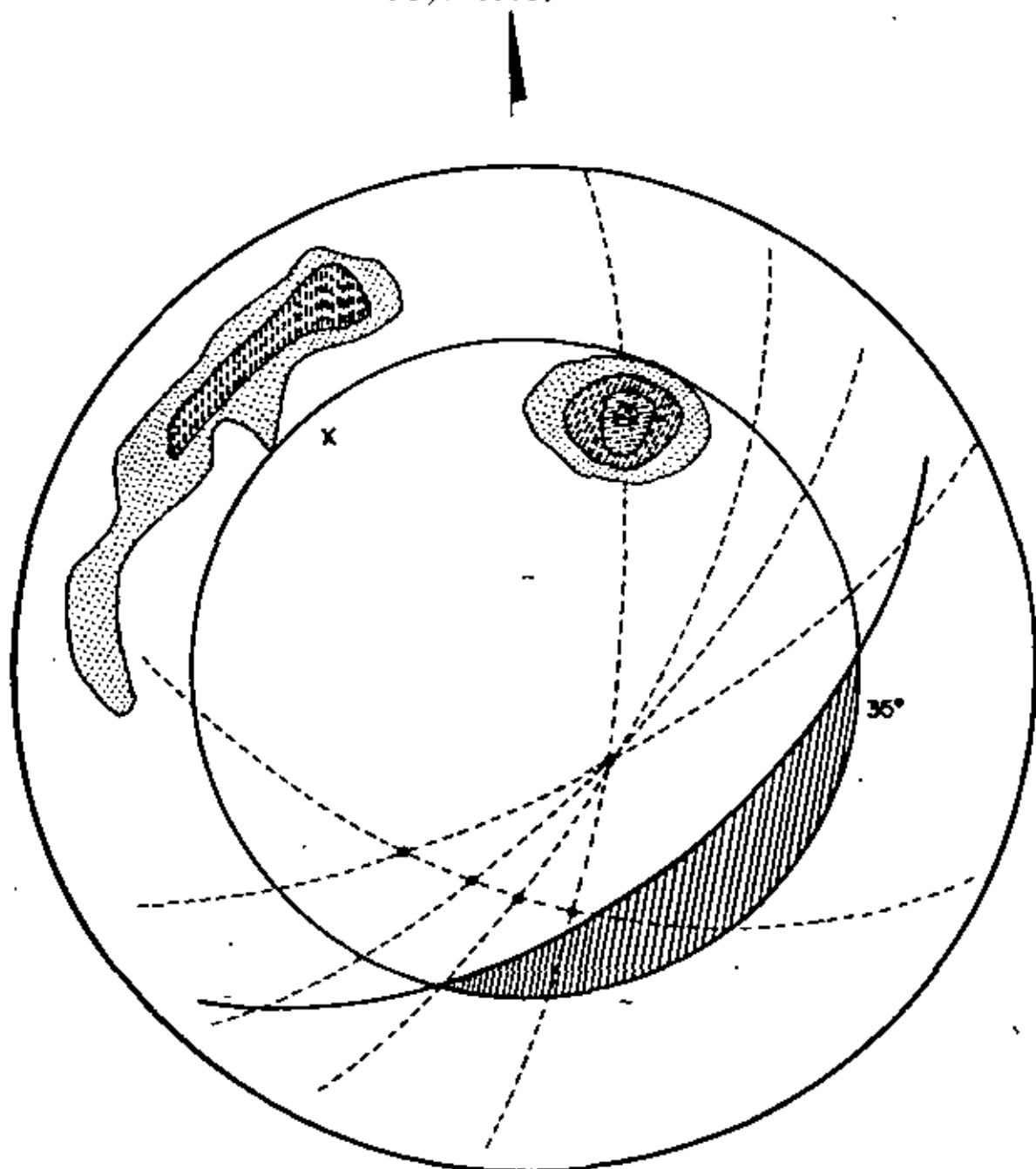
INCLINACION DE TALUDES

FIG. - (5 2)



ESTEREOGRAMA DE LA CARA 1

Fig. (5.3)



27

correrse el riesgo de incrementar el ángulo del talud, pero -
habrá que tomar las medidas mencionadas.

Existen las condiciones geométricas para que se presente una
falla de tipo bidimensional. De estas, la única que podemos
controlar es la inclinación de la cara del talud. Si se de-
sea evitar un movimiento importante de la masa, se recomienda
no excavar el talud con ángulos mayores de 55° medidos desde -
la horizontal.

CARA 2.- Un talud inclinado 60° parece ser el más adecuado -
para esta cara, sin que se tengan problemas serios de es-
tabilidad. Un talud a 70° podría dar lugar a la apari-
ción de cuñas tridimensionales difíciles de estabilizar -
por su reducido factor de seguridad. Con ángulos comprén-
didos entre estos dos extremos se tendrían problemas in-
termedios.

En este caso también, la mala calidad de caliche no permi-
te estabilizarlo con anclas, por lo cual se recomienda no
incrementar su inclinación arriba de 60°.

CARA 3.- Al parecer el talud a 60° parece ser el más pronuncia-
do que se puede llevar con un mínimo de problemas. Un ta-
lud más inclinado ocasionaría tener que tratar con cuñas --
tridimensionales inestables y vigilar la generación de una
falla de tipo bidimensional que abarcara una buena porción
del talud.

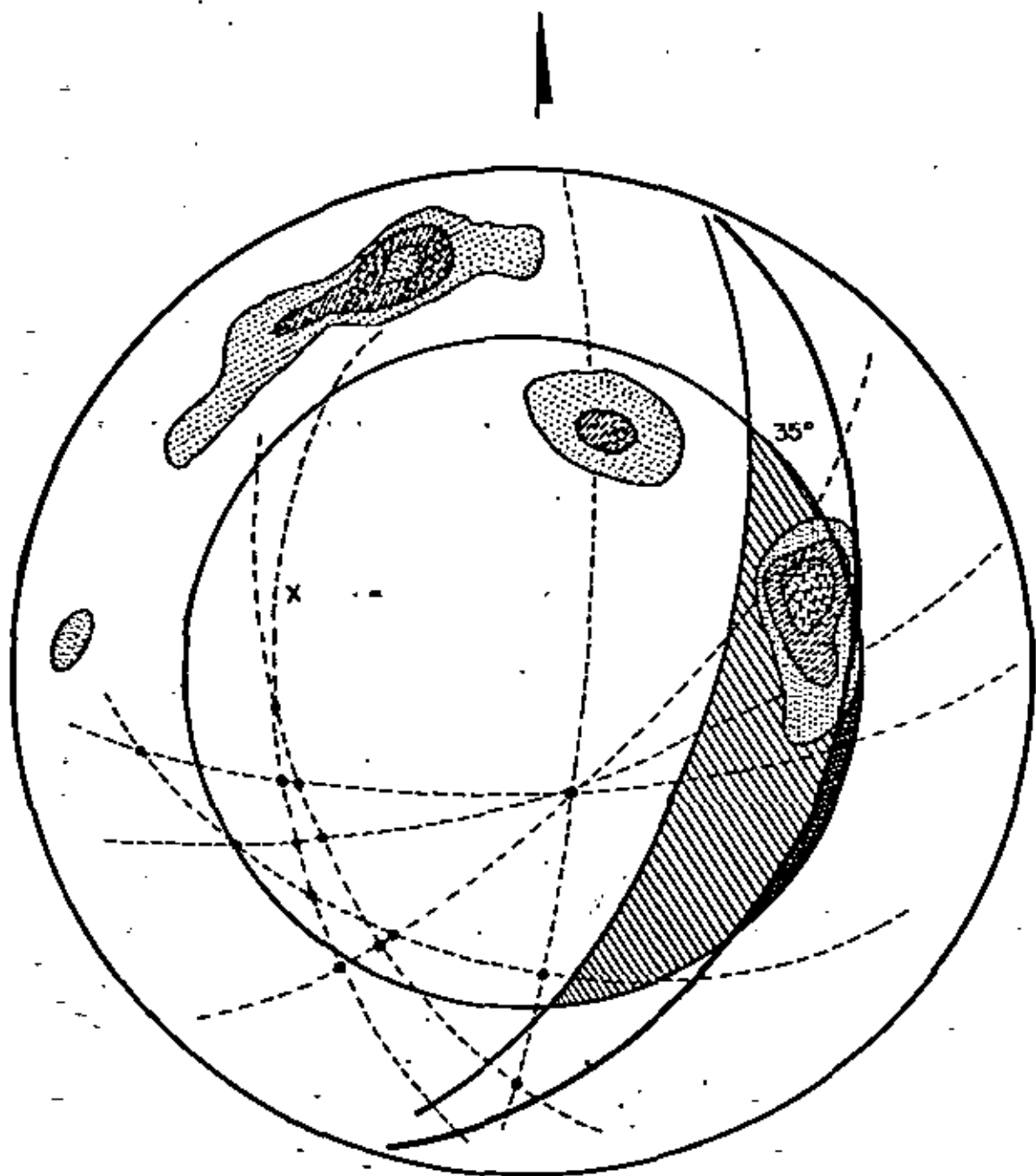
CARA 4.- Un talud a 60° será el máximo recomendable para esta
cara con pequeños problemas de estabilidad de cuñas tridi-
mensionales. Un talud más inclinado podría conducir a una
falla de tipo bidimensional de importancia.

CARA 5.- Para este talud se recomienda excavar el caliche a 45°
El resto del material podría llegar a excavar a 60° te-
niendo que estabilizar algunas cuñas tridimensionales me-
diante anclas y drenes. Un talud más pronunciado conduci-
ría a una falla de tipo bidimensional.

CARA 6.- Se recomienda excavar este talud a 40° y evitar de es-
te modo la formación de cuñas tridimensionales inestables -
al igual que una falla bidimensional.

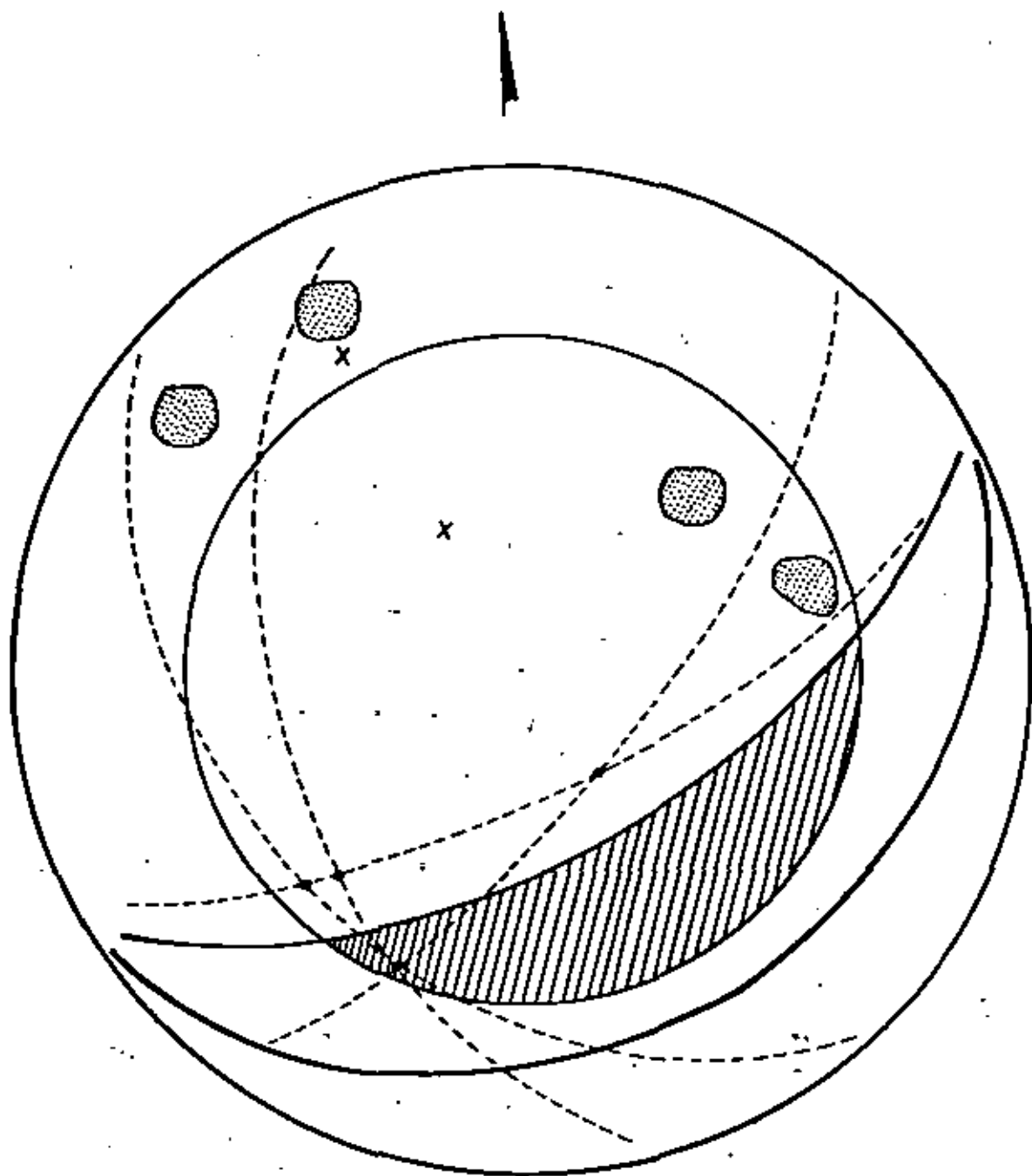
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 2

Fig. (5.4)



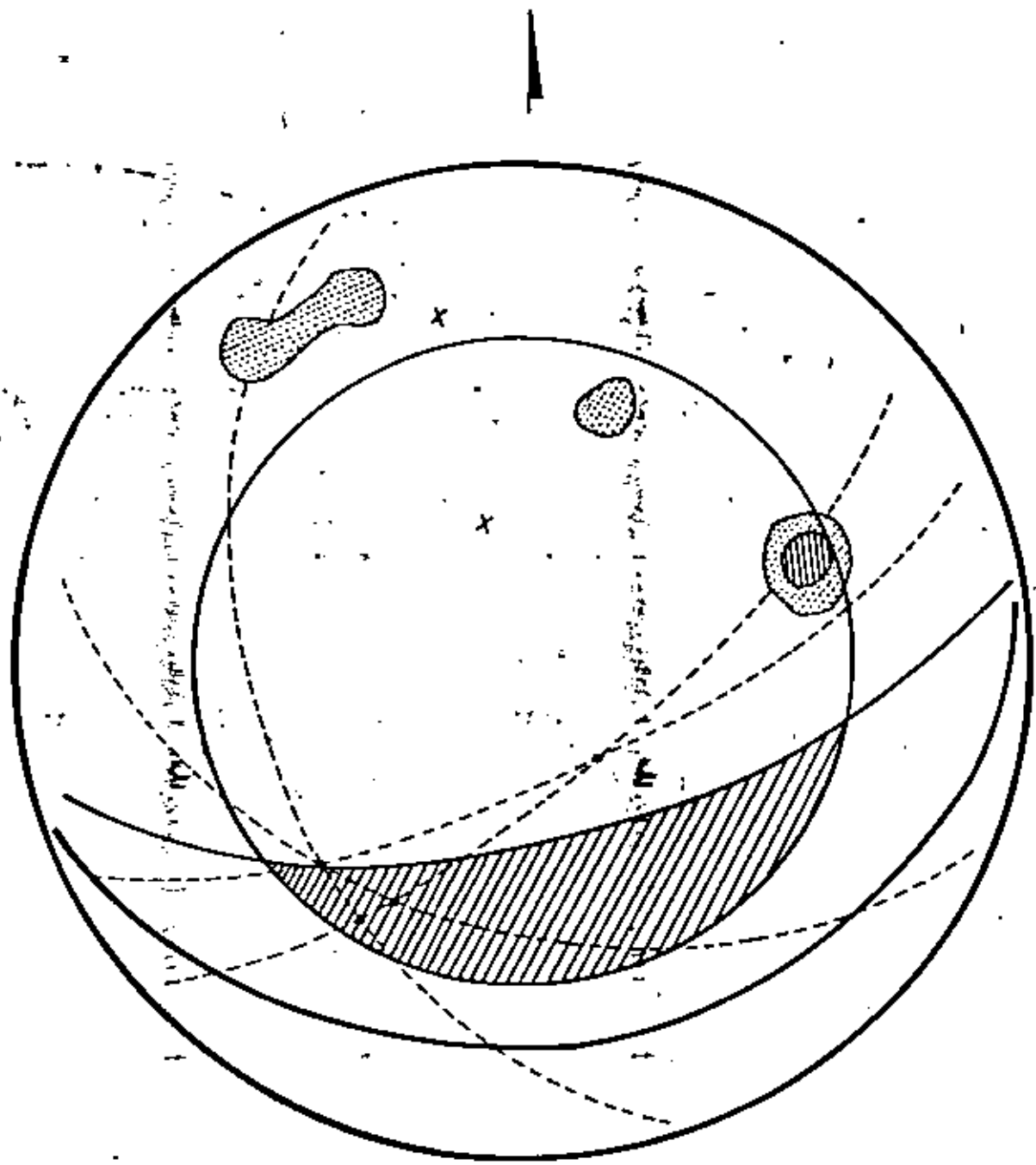
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 4.

Fig. (5.6).



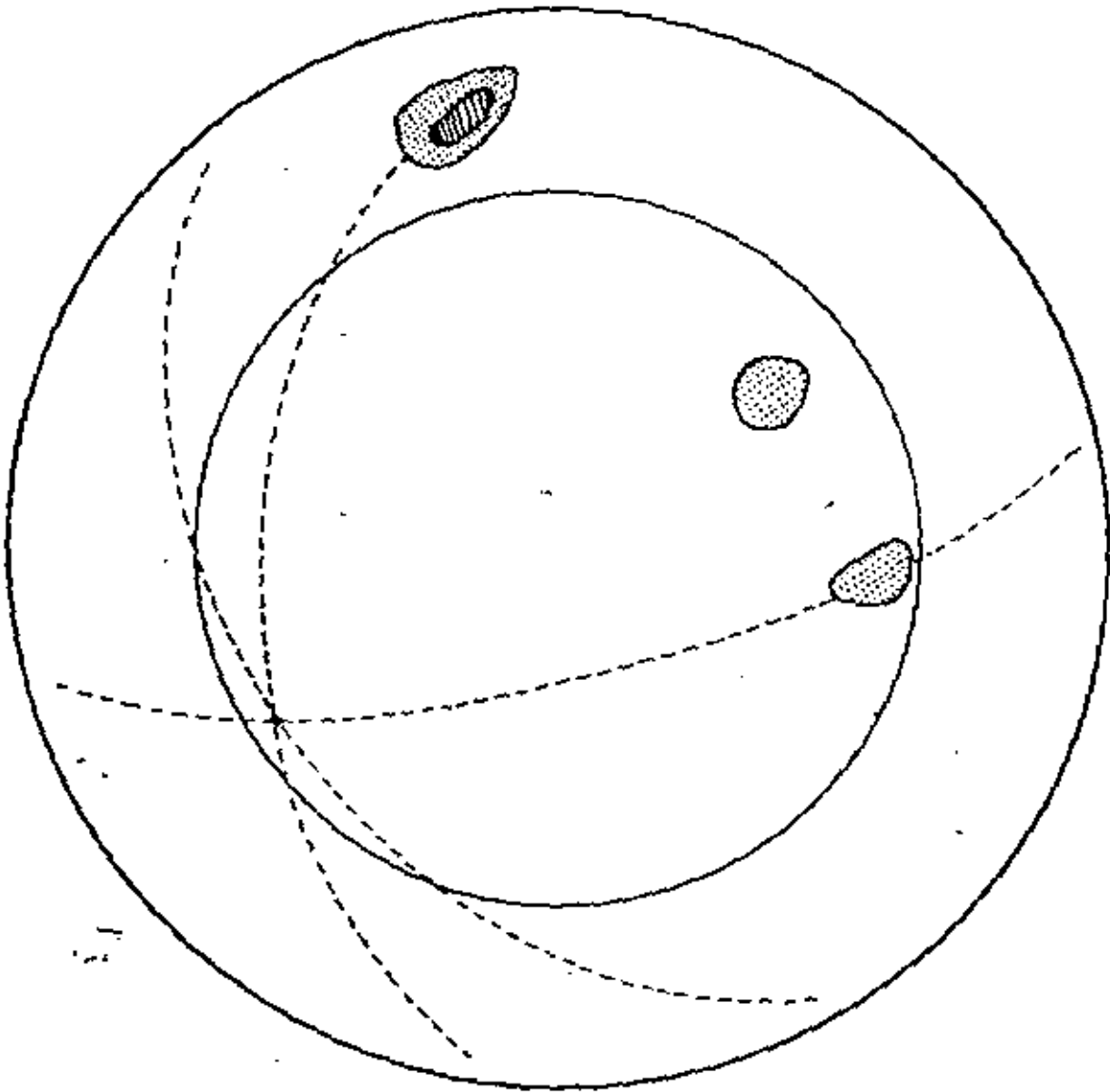
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 5

Fig. (5.7)



ESTEREOGRAMA DE LA CARA 6

Fig. (5.8)



CARA 7.- Se recomienda seleccionar un talud comprendido entre 65° y 80°. La dirección de las fracturas en esta zona del tajo podrían conducir a una falla por volteo de bloques, - lo cual requerirá de una revisión cuidadosa de la pared - durante la excavación de la misma.

CARA 8.- Al parecer el talud resiste los 80° de inclinación. Sin embargo, habrá que tener cuidado con el volteo de - - bloques.

CARA 9.- Este talud podría llegar a excavarse a 80°, con pocos problemas locales. Habrá que cuidar la inestabilidad por volteo de bloques.

CARA 10.- Podría intentarse empezar a excavar esta cara a 80°, que aparentemente no es cruzada por ninguna fractura impor- tante. Sin embargo podría llegar a presentarse fractura-- miento secundario que obligaría a modificar la inclinación de este talud.

CARA 11.- Valdría la pena intentar un talud a 80° y en caso ne- cesario anclar y drenar alguna cuña que pudiera llegar a - presentarse. La posición de las fracturas que cortan el - cuerpo del talud podrían provocar inestabilidad por volteo de bloques.

CARA 12.- Se estima razonable proponer un talud a 80°, y en ca- so necesario estabilizarlo. Este último aspecto sería lo- cal y no muy caro.

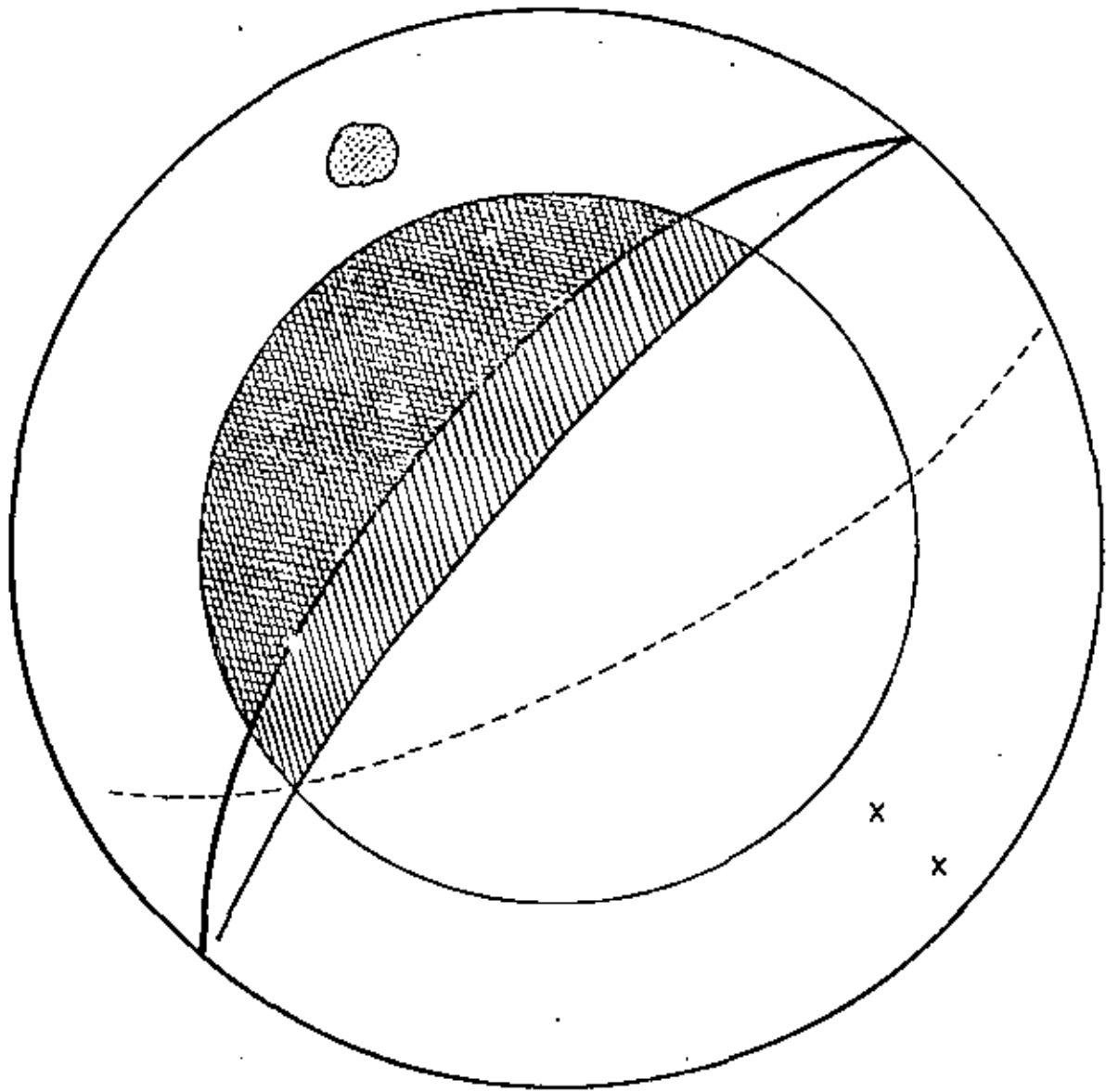
CARA 13.- Este talud puede excavarse a 80° sin gran riesgo de que se formen cuñas inestables. Sin embargo, deberá cuidar- se de cerca la formación de un sistema de falla por volteo de bloques.

CARA 14.- Al parecer este talud puede excavarse sin problemas a 66°, cuidando únicamente la falla por volteo de bloques. No se recomienda un ángulo mayor, ya que esta pared se haya muy cercana a una zona muy fracturada, que en un momento - dado podría dar lugar a cuñas inestables muy difíciles de estabilizar. Si se desea aumentar el ángulo del talud - - habrá que llevar un mapeo geológico muy cuidadoso.

ESTEREOGRAMA DE LA CARA 7

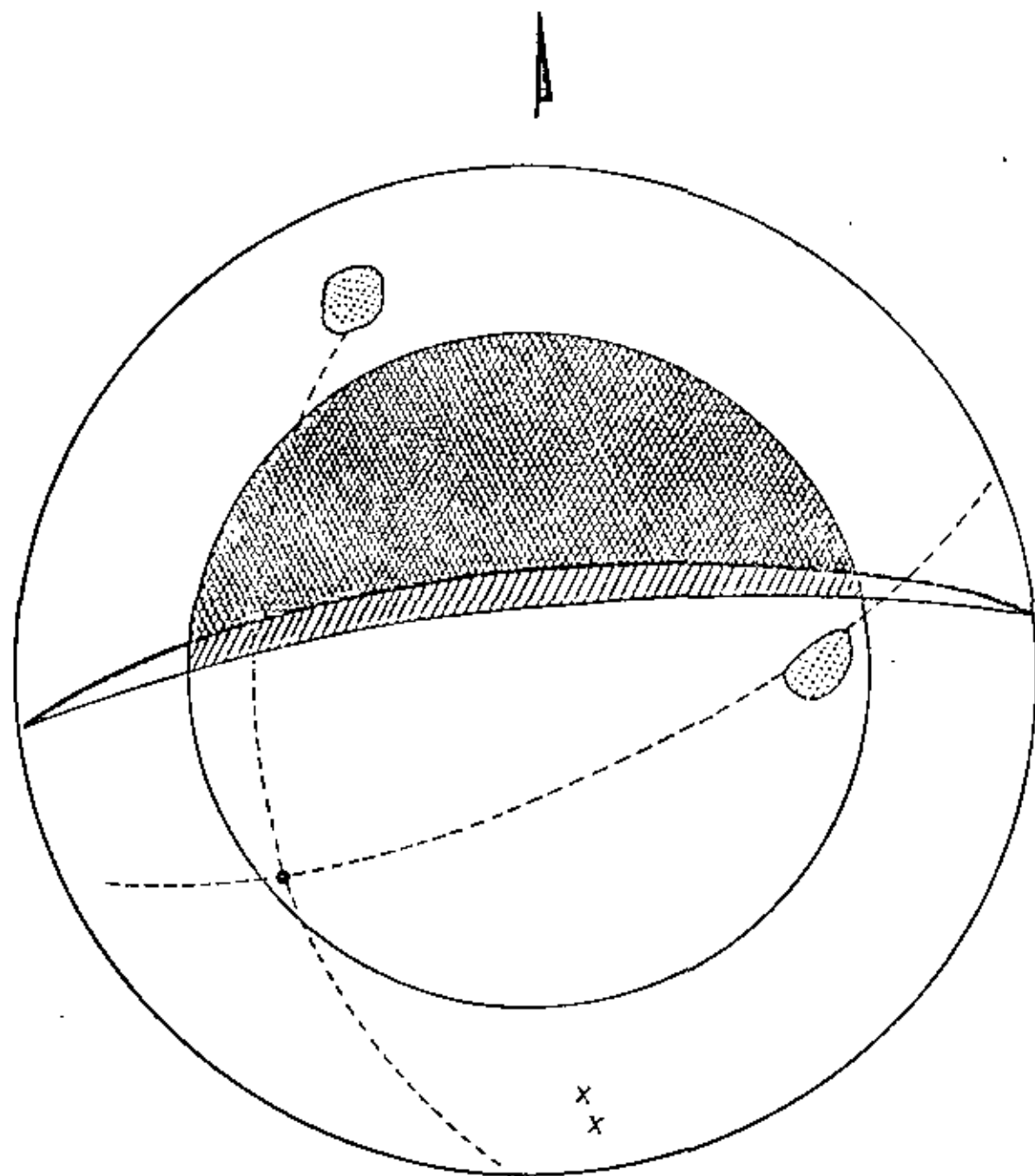
Fig. (5.9)

A



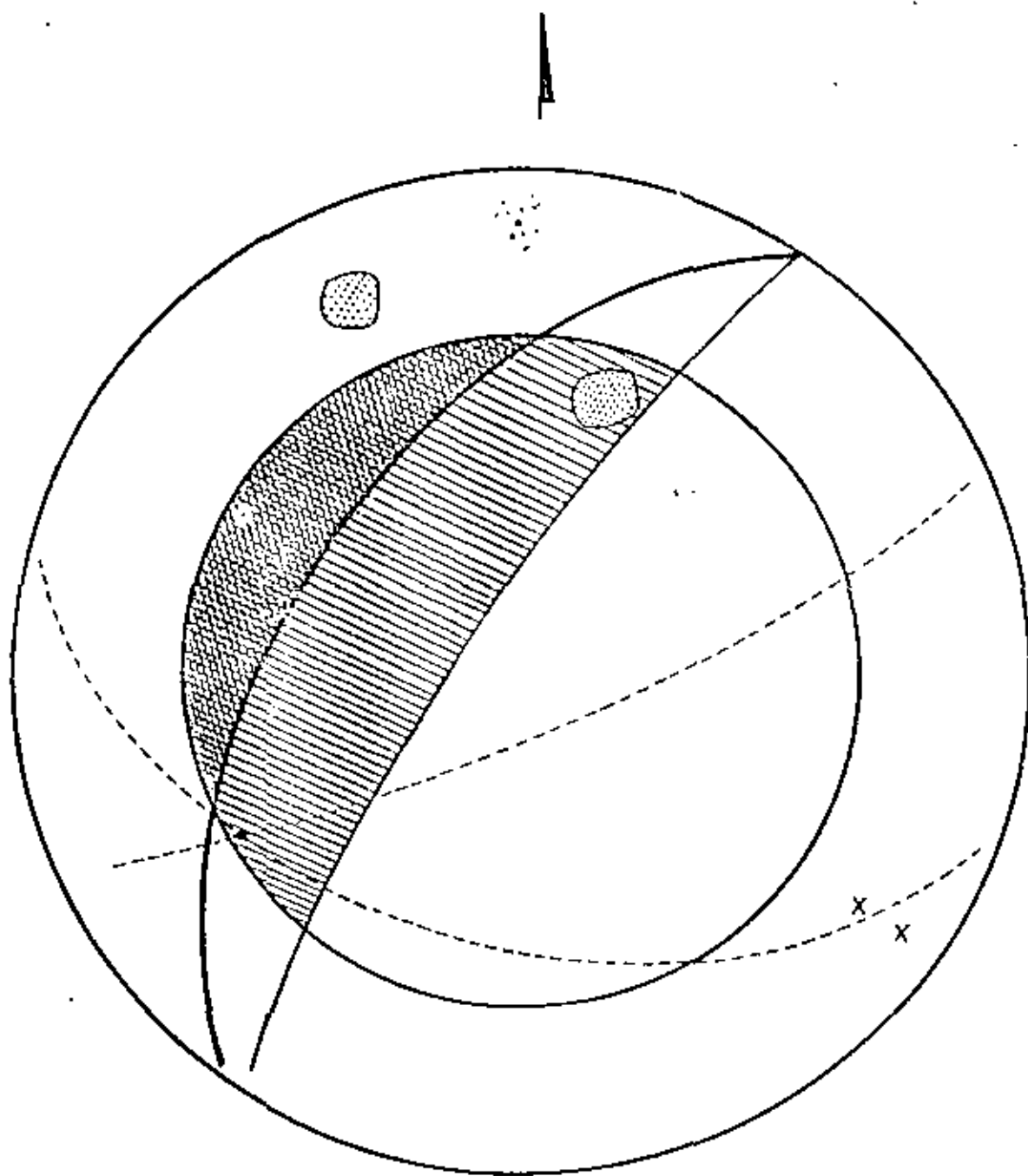
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 8

Fig. (5.10).



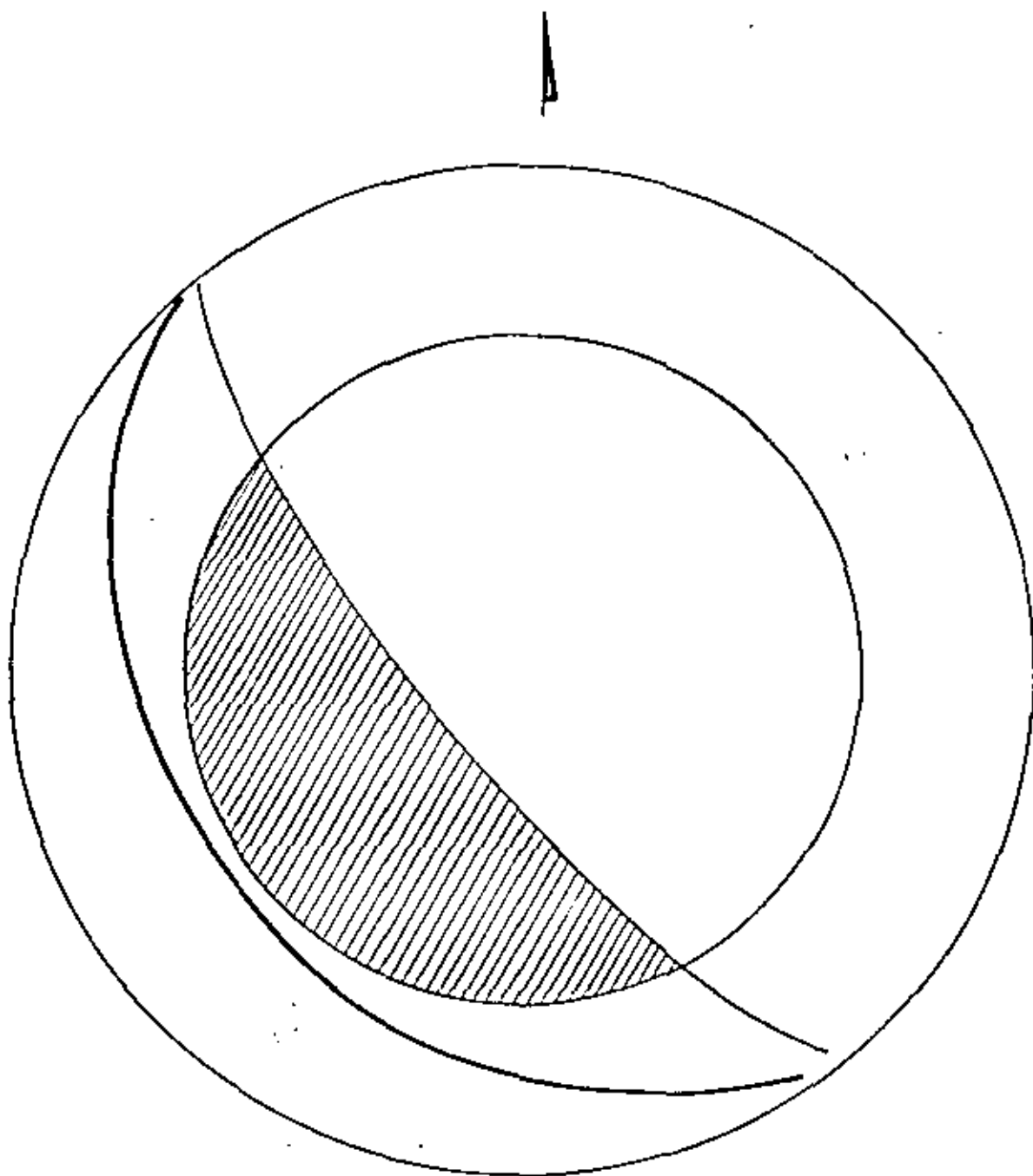
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 9

Fig. (5.11)



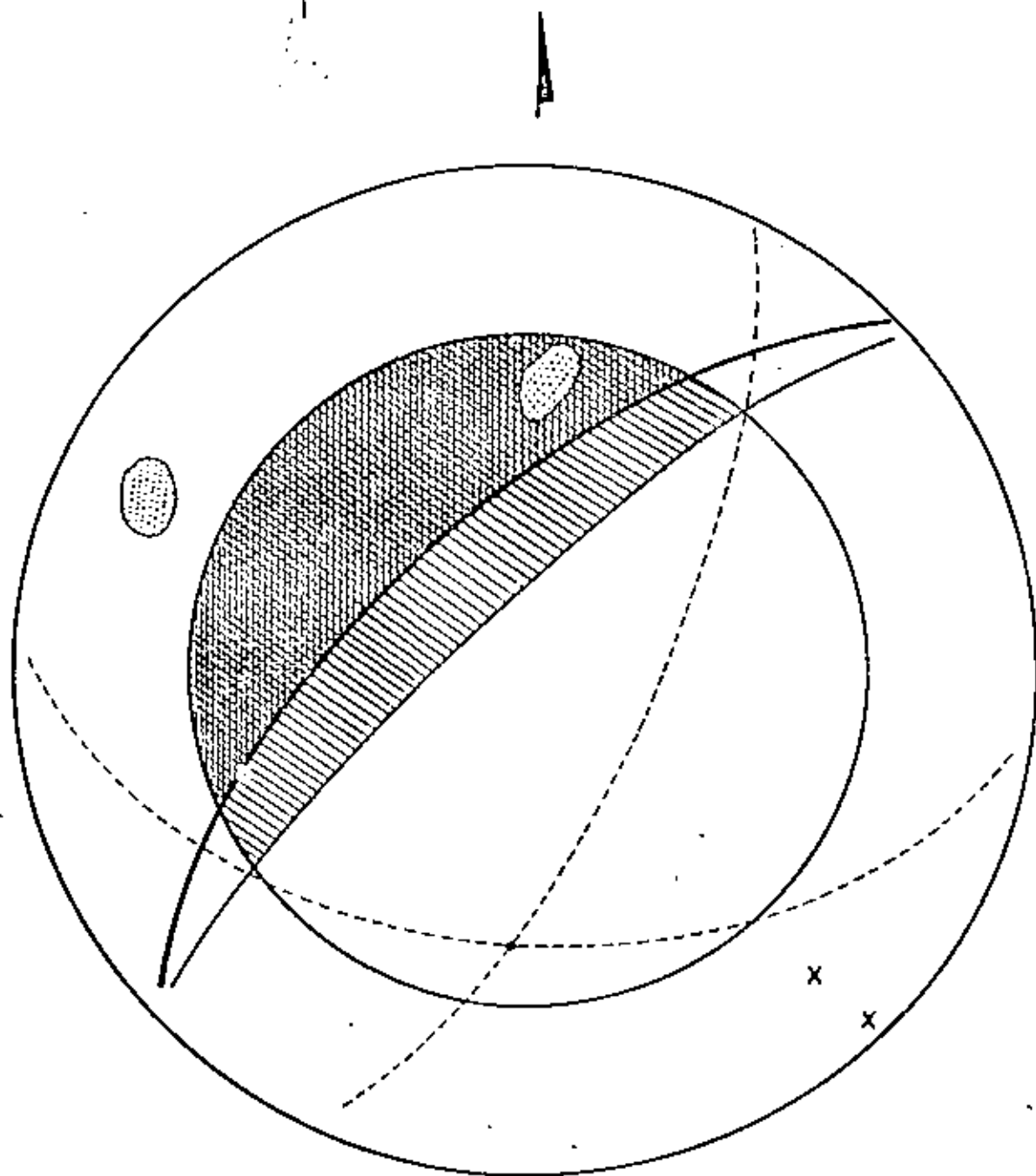
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 10

Fig. (5.12)



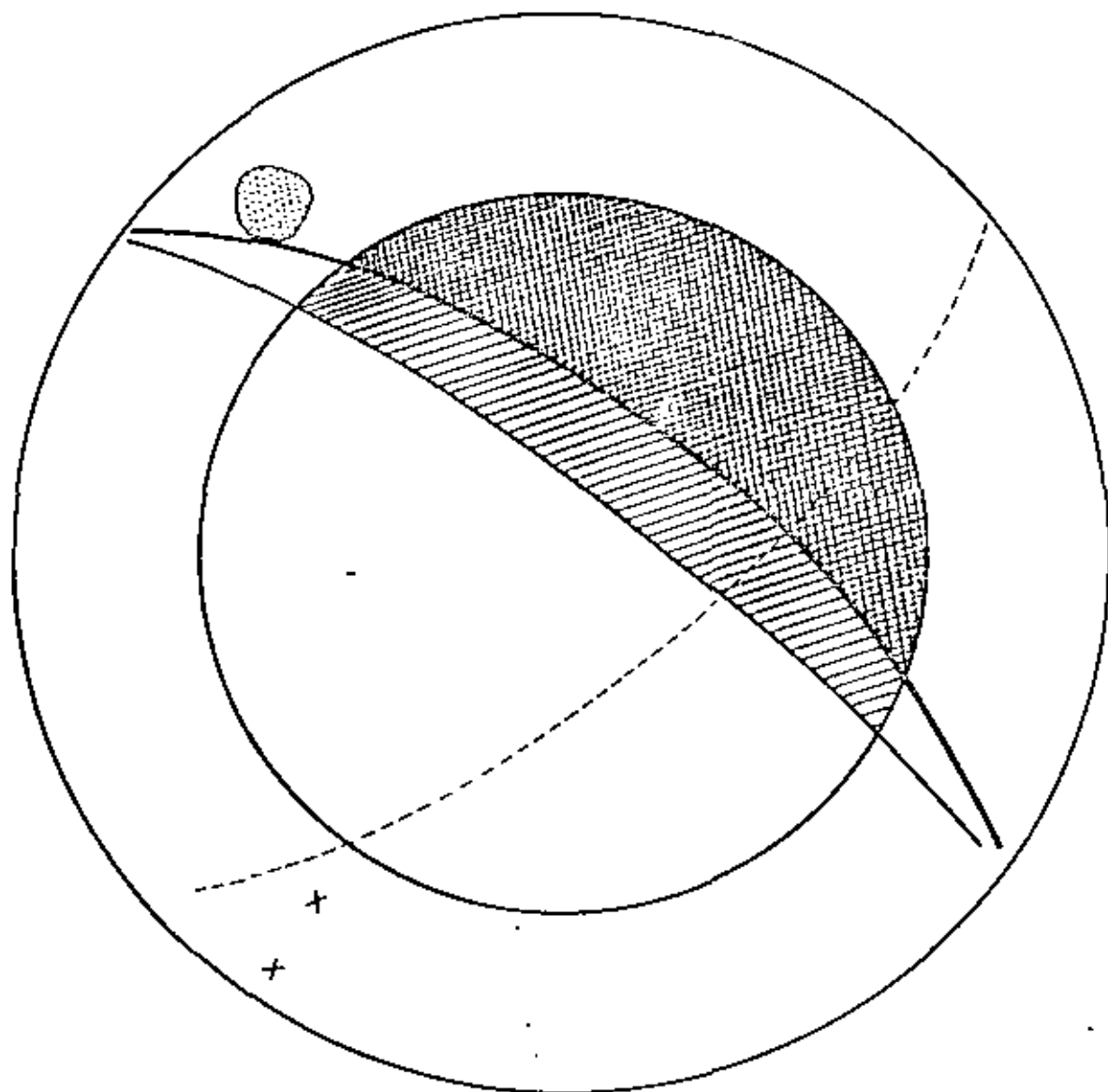
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 11.

Fig. (5.13)



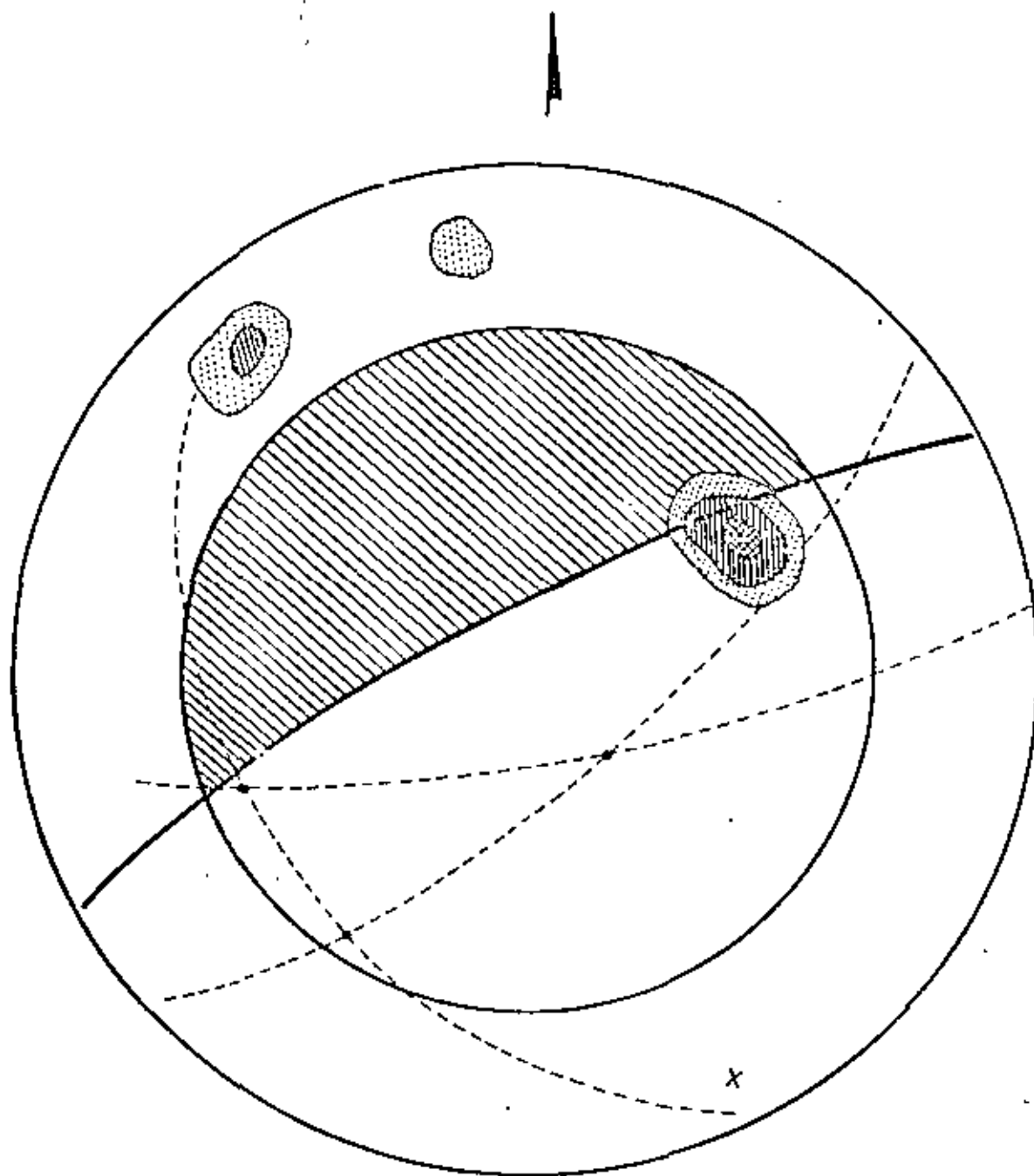
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 12.

Fig. (5.14)



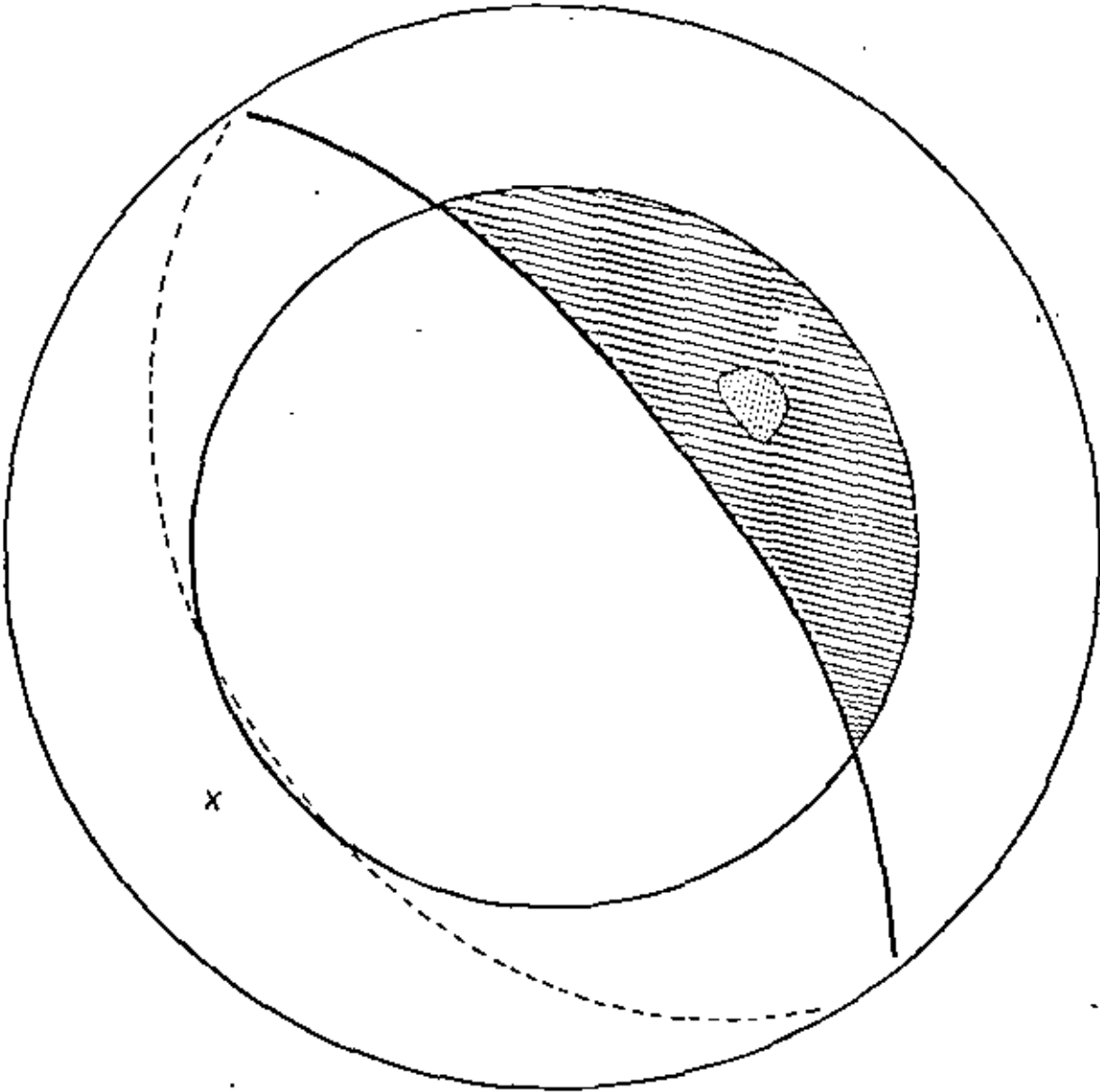
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 13.

Fig. (5.15)



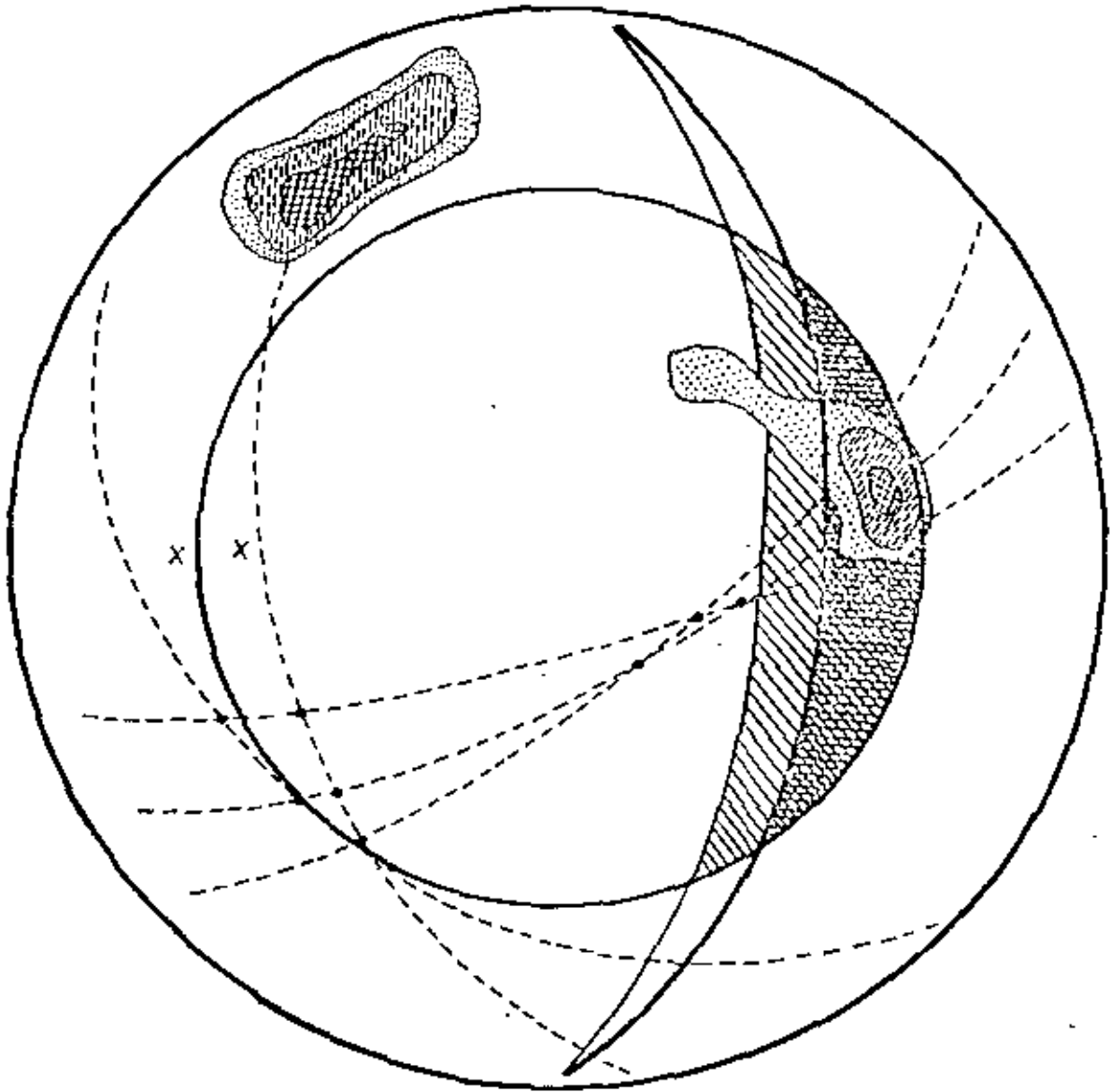
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 14.

Fig. (5.16)



ESTEREOGRAMA DE LA CARA 15

Fig. (5.17)



CARA 15.- Este talud puede llevarse hasta 60° y en caso dado anclar y drenar para asegurar algunas cuñas que se presenten. Un talud más empinado daría serios problemas. Es conveniente cuidar el volteo de bloques.

NOTAS ACLARATORIAS:- Los ángulos mencionados en este subcapítulo - deberán ser medidos con la horizontal. Además, deberá llevarse un mapeo cuidadoso de los taludes de modo de poder afinar los cálculos, ya que la cantidad de información con que se cuenta - al momento es bastante modesta y basada en observaciones de carácter general.

5.2 - Análisis de falla circular.

Las características que presenta el caliche que forma parte del Tajo I, hacen pensar que en este material pueda presentarse una falla de tipo circular de las conocidas en Mecánica de Suelos.

Para llevar a cabo este análisis en la masa de caliche, se hicieron las siguientes hipótesis.

- a).- El material es homogéneo.
- b).- El esfuerzo cortante del material se caracteriza por una cohesión C y un ángulo de fricción ϕ , que vienen relacionados por la ecuación

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad (\phi = i)$$
- c).- Se asumirá una superficie de falla circular que pasa por el pie del talud (Terzaghi, en su libro Theoretical Soil Mechanics, demuestra que asumir una falla de pie para este análisis, conduce al menor factor de seguridad para $\phi > 5^\circ$).
- d).- Se supondrá una grieta de tensión vertical en la parte superior o en la cara anterior del talud.
- e).- La localización de la grieta de tensión y de la superficie de falla se hará de tal modo que el factor de seguridad sea el mínimo para la geometría del corte y las condiciones de flujo de agua consideradas.
- f).- Se supondrá que la carga normal se encuentra concentrada en un punto singular de la superficie de falla.

En la tabla (5.2.1.) que se presenta a continuación se estudió la relación entre el ángulo del talud, las condiciones de agua, la altura del corte y el factor de seguridad;

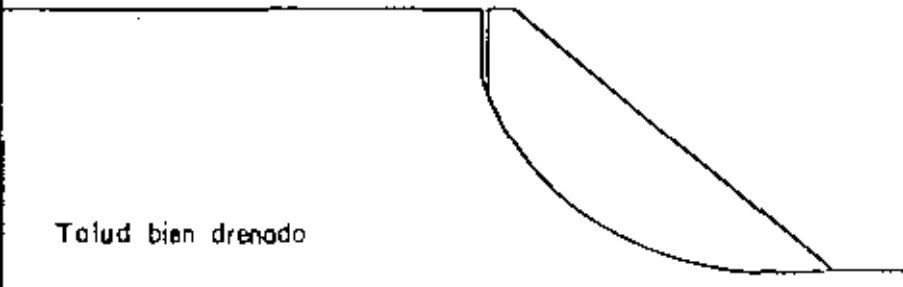
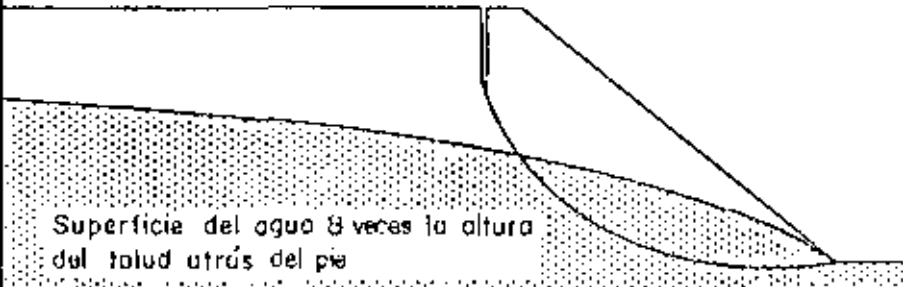

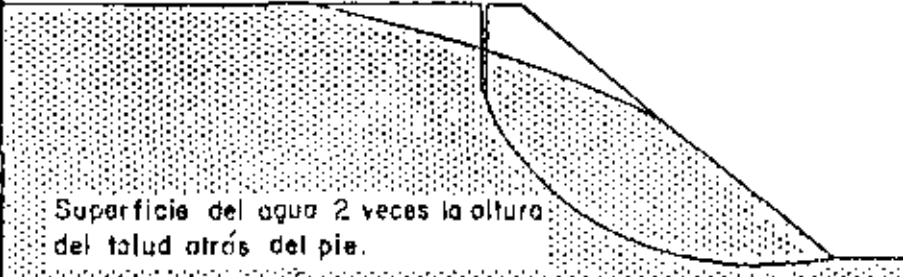
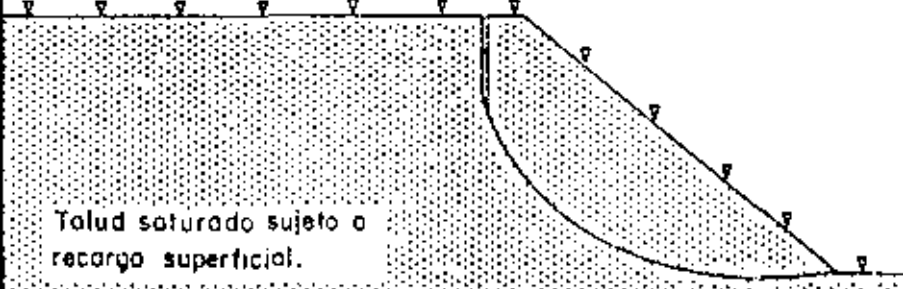
además de la sobrecarga que puede llegarse a tener.
en la cresta del mismo.

TABLA 5.1.
FACTORES DE SEGURIDAD PARA DIVERSAS CONDICIONES
DE AGUA Y ALTURA DE LAS MISMAS.

Cara y ángulo del talud.	condiciones de agua.	C		F.S.	
		H	$\gamma H \text{ ton/m}^2$		
1 55°	1	10	12.16	0.20	5.0
		15	8.10	0.20	3.3
		20	6.08	0.20	2.5
	2	10	12.16	0.21	4.8
		15	8.10	0.20	3.3
		20	6.08	0.20	2.5
2 60°	2	15	8.10	0.21	3.2
		20	6.08	0.21	2.4
		25	4.86	0.21	1.9
	3	15	8.10	0.216	3.0
		20	6.08	0.214	2.3
		25	4.86	0.213	1.8
3 60°	1	10	12.16	0.215	4.65
		15	8.10	0.213	3.13
		20	6.08	0.21	2.38
	2	10	12.16	0.22	4.54
		15	8.10	0.21	3.17
		20	6.08	0.21	2.38
4 60°	2	15	8.10	0.21	3.17
		20	6.08	0.21	2.38
		25	4.86	0.21	1.90
	3	15	8.10	0.216	3.08
		20	6.08	0.214	2.34
		25	4.86	0.213	1.88

Cara y ángulo del talud.	Condiciones de agua	H	C		F.S.
			$\frac{C}{\gamma H \tan \phi}$	$\frac{C}{\gamma H F}$	
5 45°	1	<u>15</u>	8.10	0.18	3.70
		20	6.08	0.177	2.82
		25	4.86	0.175	2.28
	2	<u>15</u>	8.10	0.18	3.70
		20	6.08	0.178	2.80
		25	4.86	0.175	2.28
6 40°	2	<u>30</u>	4.05	0.17	1.96
		35	3.47	0.16	1.78
		40	3.04	0.158	1.58
	3	<u>30</u>	4.05	0.17	1.96
		35	3.47	0.166	1.72
		40	3.04	0.164	1.52
7 40°	2	<u>30</u>	4.05	0.17	1.96
		35	3.47	0.16	1.72
		40	3.04	0.158	1.52
	3	<u>30</u>	4.05	0.17	1.96
		35	3.47	0.166	1.72
		40	3.04	0.164	1.52
8 50°	2	<u>25</u>	4.86	0.192	2.08
		30	4.05	0.188	1.77
		35	3.47	0.18	1.59
	3	<u>25</u>	4.86	0.192	2.08
		30	4.05	0.19	1.75
		35	3.47	0.18	1.59
9 30°	2	<u>40</u>	3.04	0.149	1.68
	3	<u>40</u>	3.04	0.15	1.67
10 30°	2	<u>40</u>	3.04	0.149	1.68
	3	<u>40</u>	3.04	0.15	1.67
11 y 12 80°	1	<u>20</u>	6.08	0.283	1.77
	2	<u>20</u>	6.08	0.284	1.76

Cara y ángulo del talud.	Condiciones de agua	H	$\frac{C}{\gamma H \tan \phi}$	$\frac{C}{\gamma H F}$	F.S.
14	1	<u>15</u>	8.10	0.245	2.72
		20	6.08	0.24	2.08
		25	4.86	0.24	1.66
66°	2	<u>15</u>	8.10	0.245	2.72
		20	6.08	0.242	2.066
		25	4.86	0.241	1.66
15	1	<u>15</u>	8.10	0.213	3.13
		20	6.08	0.212	2.36
		25	4.86	0.21	1.90
60°	2	<u>15</u>	8.10	0.215	3.10
		20	6.08	0.213	2.35
		25	4.86	0.211	1.90

CONDICIONES DE FLUJO DE AGUA	NÚMERO
<p>Talud bien drenado</p> 	1
<p>Superficie del agua 8 veces la altura del talud atrás del pie</p> 	2
<p>Superficie del agua 4 veces la altura del talud atrás del pie</p> 	3
<p>Superficie del agua 2 veces la altura del talud atrás del pie.</p> 	4
<p>Talud saturado sujeto a recarga superficial.</p> 	5

CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

La información discutida hasta el momento, permite concluir que para llegar al manto de carbón en el Tajo I habrá necesidad de efectuar una serie de cortes en el terreno natural con profundidades comprendidas entre 15 y 40 m.; y la mayoría del tiempo bajo nivel freático.

Las excavaciones se llevarán a cabo a través de una secuencia de caliches y conglomerados, de las Eras Cuaternaria y Terciaria, así como de areniscas, lutitas y limolitas de la formación Olmos perteneciente al Cretácico Superior.

La masa rocosa se encuentra surcada por una serie de singularidades estructurales, dentro de las cuales se pueden distinguir dos familias dominantes. La primera con rumbos comprendidos entre 10° y 30° al NW, con buzamientos del orden de 45° al NE, y la segunda presenta un rumbo variable entre 30° y 70° al NE con buzamientos de 70° al NW aproximadamente.

Sin embargo, para fines de estabilidad de taludes, se descompusieron estas familias en 9 direcciones, como se muestra al inicio del capítulo 5, de forma de poder analizar más detalladamente la formación de bloques inestables.

Ya que aún no se han realizado pruebas en los materiales específicos del Tajo I, se utilizaron los parámetros obtenidos por C.F.E., en la Mina de Río Escondido, y por nuestra empresa en Mina II, para tener una primera idea de la inclinación que habrá que dar a los cortes. Esta información se complementó con la observación de algunos pequeños deslizamientos que ya han ocurrido en el interior del Tajo I. En el capítulo 3 puede consultarse la información mencionada.

Para realizar el estudio de la estabilidad de los taludes, se dividió el estudio en dos grandes partes.

La primera de ellas concerniente con los cortes que se iban a efectuar en el interior del Tajo, y por tanto de carácter provisional; y la segunda haciendo referencia a los taludes de la periferia del Tajo, y que debían ser lo más pronunciados posible, desde el punto de vista económico.

Al comenzar a elaborar los estereogramas respectivos de las 15 caras en que fué dividido el perímetro de la excavación, así como un estereograma del conjunto, se vió que existía la probabilidad de que se presentaran los siguientes mecanismos de falla.

- a).- Falla a través de cuñas bidimensionales.
- b).- Falla a través de cuñas tridimensionales.
- c).- Volteo de bloques.
- d).- Falla a través de una superficie circular en el cuerpo del caliche.

Por supuesto, no todos los mecanismos se presentaron en cada uno de los cortes, sino más bien fueron combinaciones de ellos. En los capítulos 4 y 5 se mencionan los mecanismos de falla -- para cada una de las caras al igual que en el plano del Anexo III.

En lo concerniente a la inclinación de los taludes para los cortes internos, y que podrán llevar cualquier dirección, se delimitó dentro del estereograma general una zona de inestabilidad que no debería ser cruzada por la traza de ninguno de ellos. De esta forma se presentó en la Fig. (5.2) el ángulo de cada talud en función de la dirección normal a la cara del talud y orientada hacia la excavación. De este modo, un talud excavado con dirección Oeste-Este con buzamiento hacia el sur, deberá tener una inclinación de 30° . Estos resultados también aparecen en el plano del Anexo VI.

Para las 15 caras perimetrales se estudió a detalle los posibles mecanismos de falla en cada una de ellas, y su relación con el ángulo de corte, la altura del talud, el tipo de material, la configuración de las discontinuidades, las propiedades mecánicas de los suelos y rocas; así como las condiciones de agua en cada una de ellas, llegando a los siguientes resultados.

TABLA 6.1

INCLINACIONES RECOMENDADAS PARA LOS
TALUDES PERIMETRALES.

Cara	Inclinación del corte,	Observaciones.
1	50° en el caliche, 55° en el resto del talud.	Sobrecarga máxima de 20 T/m ²
2	60°	Sobrecarga máxima de 20 T/m ²
3	60°	Sobrecarga máxima de 20 T/m ²
4	60°	Sobrecarga máxima de 20 T/m ²
5	45° en el caliche , 60° en el resto del talud.	Sobrecarga máxima de 20 t/m ²
6	40°	Sin sobrecarga.
7	40° en el caliche 65° en el resto del talud.	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar la falla por volteo de bloques.
8	50° en el caliche. 80° en el resto del talud.	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar la falla por volteo de bloques.
9	30° en el caliche. 80° en el resto del talud.	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar la falla por volteo de bloques.
10	30° en el caliche. 80° en el resto del talud.	Sin sobrecarga.
11	80°	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar el volteo de bloques.
12	80°	Sin sobrecarga. Cuidar el volteo de bloques.

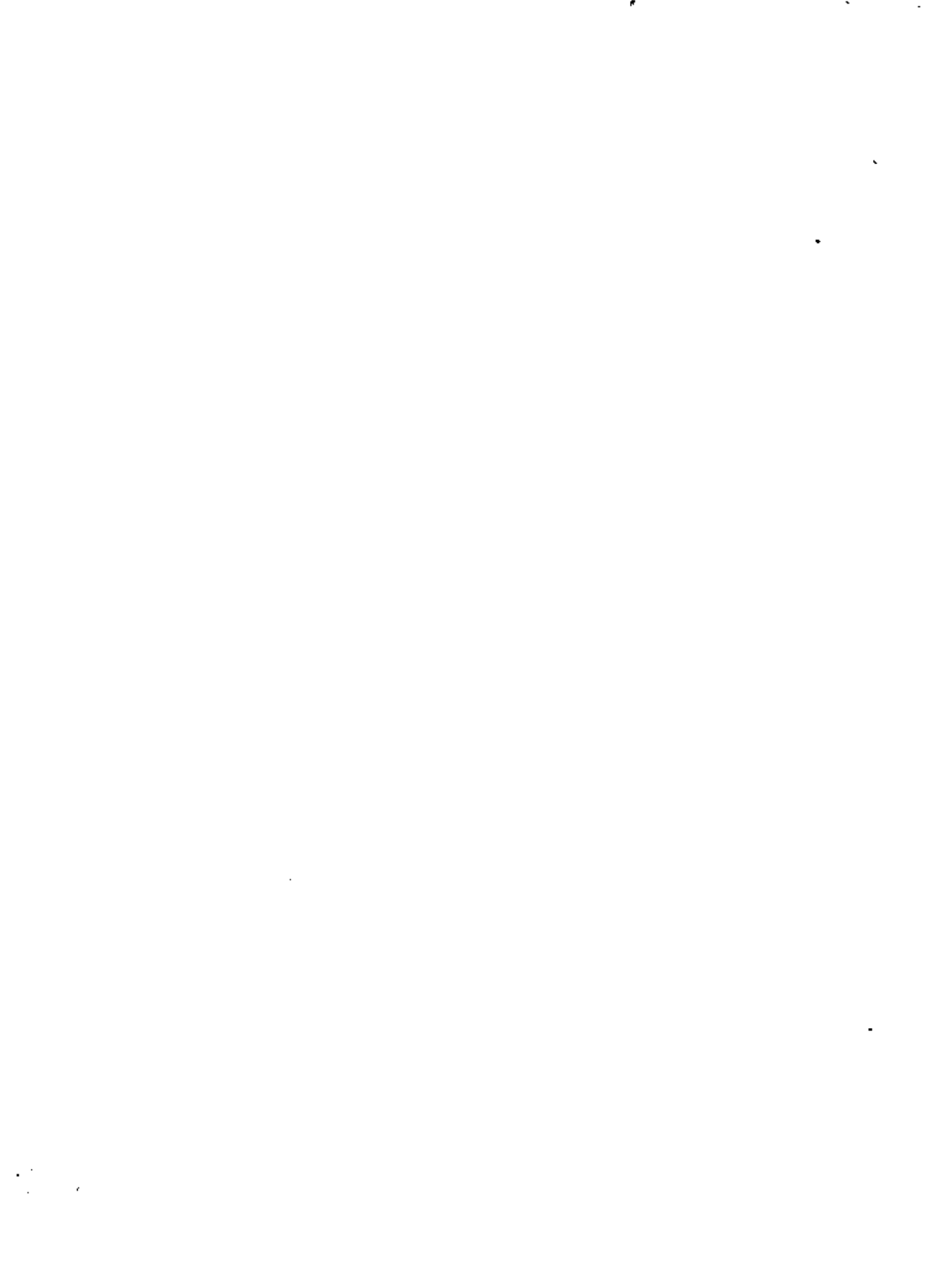


Cara.	Inclinación del corte.	Observaciones.
13	80°	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar el volteo de bloques.
14	66°	Sobrecarga máxima de 10 T/m ² . Cuidar el volteo de bloques.
15	60°	Sobrecarga máxima de 10 T/m ² . Cuidar el volteo de bloques.

Las inclinaciones recomendadas deberán medirse con respecto a la horizontal.

Como complemento a esta tabla, pueden hacerse las siguientes recomendaciones:

- 1.- Deberá llevarse un mapeo geológico de detalle en todas las paredes del tajo, de manera de poder correlacionar las fracturas que cruzan el mismo y de este modo afinar los cálculos que se hicieron para la estabilidad de taludes y para el flujo de agua.
 - 2.- Será necesario obtener muestras cúbicas inalteradas de los distintos materiales, así como algunas que contengan fracturas para realizar pruebas de corte directo y triaxiales.
 - 3.- Resultaría conveniente realizar un barrenos en cada una de las 15 caras, obteniendo muestreo continuo desde la superficie y hasta la base del carbón, utilizando algunas de las técnicas de orientación de testigos. Además, se recomienda la utilización del barril de triple tubo para obtener una buena calidad del muestreo.
- Debe recordarse que la mayoría de la información que se tiene del tajo se obtuvo de barrenos perforados con broca tricónica y que en algunas caras se encontraron espesores demasiado grandes de caliche, lo que originó abatir fuertemente la inclinación de los taludes, como es el caso de las caras 9 y 10.



4.- Será conveniente evitar en lo posible dejar caras convexas dentro de la excavación, ya que esto produce la relajación de la roca con la consiguiente pérdida del esfuerzo normal y la reducción del factor de seguridad.

5.- Se recomienda llevar alguna técnica de control de voladuras en las cercanías de los taludes, como podrían ser el precorte o el smooth blasting cuyo mayor beneficio es que reducen el mantenimiento, y sobre-todo el riesgo de caída de bloques de roca desde la cara del talud.

Sobre este renglón, cabe mencionar que no deberá usarse precorte en rocas muy fracturadas.

A continuación se presenta una tabla que podría servir como una primer guía para el diámetro de los barrenos, el diámetro de la carga, la carga específica, la piedra y el espaciamiento de los barrenos.

DIMENSIONES RECOMENDADAS PARA SMOOTH BLASTING Y PRECORTE.

Diámetro del ba-- rreno.	Diámetro de la carga.	Carga especí- fica.	Smooth Blasting		Precorte
			Espacia	Piedra	Espacia
			miento	V	miento
			E		E
mm.	mm.	Kg/m	m.	m.	m.
30	11	0.07	0.5	0.7	0.25 - 0.3
37	17	0.12	0.6	0.9	0.30 - 0.5
44	17	0.17	0.6	0.9	0.30 - 0.5
51	22	0.25	0.8	1.1	0.45 - 0.75
62	22	0.35	1.0	1.3	0.55 - 0.8
75	25	0.50	1.2	1.6	0.6 - 0.9
87	25	0.70	1.4	1.9	0.7 - 1.0
100	29	0.90	1.6	2.1	0.8 - 1.2
125	40	1.40	2.0	2.7	1.0 - 1.5
150	50	2.00	2.4	3.2	1.2 - 1.8
200	52	3.00	3.0	4.0	1.5 - 2.1

2.5 x 1.4 m

de la roca
al chico
disfrutar
Cero



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

ESTABILIDAD DE TALUDES EXCAVADOS EN ROCA

JULIO, 1982

ESTABILIDAD DE TALUDES EXCAVADOS EN ROCA

Carlos A. Soto

El siguiente artículo ha sido reproducido de la revista técnica MINERALES, publicación oficial del Instituto de Ingenieros de Minas de Chile, Vol. XXX, No. 131, 1975.

El artículo constituye una recopilación de información (ver referencias) acerca de los principios básicos que gobiernan la estabilidad de taludes en roca. Se discuten aspectos económicos y de seguridad, propiedades mecánicas fundamentales de la roca y sus modos clásicos de falla, factores que influyen en la estabilidad, principios de los métodos de estabilización mediante reforzamiento, etc.

El objetivo último de este artículo ha sido discutir brevemente los principios básicos enunciados y, al mismo tiempo, ayudar a definir la naturaleza de aquellos problemas cuyo estudio y solución requiere el uso de servicios especializados.

En esa fecha, el autor ocupaba el cargo de Ingeniero Investigador en el Centro de Investigación Minera y Metalúrgica (C.I.M.M.), en Santiago de Chile. El artículo fue publicado poco después que el autor concluyera sus estudios de post-grado en Mecánica de Rocas en la Escuela Real de Minas (Royal School of Mines), Colegio Imperial de Ciencia y Tecnología (Imperial College of Science and Technology) Londres, bajo la supervisión del Dr. Evert Hoek, quien entonces era Profesor de Mecánica de Rocas en la Universidad de Londres. Desde 1975 a la fecha presente, el Sr. Soto ha mantenido el cargo de Ingeniero de Mecánica de Rocas y Estabilidad en Golder Associates, Vancouver, Canadá. Esta empresa es un grupo internacional de ingenieros consultores geotécnicos y de minas.

ESTABILIDAD DE TALUDES ENCAVADOS EN ROCA

Carlos Soto F.*

I. INTRODUCCION

Durante los últimos años el estudio de los problemas relativos a taludes excavados en roca ha adquirido una progresiva importancia, por la necesidad de excavar taludes de grandes dimensiones requeridos tanto en proyectos de ingeniería de Minas como civil (diseño de minas a rajo abierto, carreteras excavadas en roca, etc.).

Enfatizando la incidencia de este campo en la industria minera, es necesario mencionar que sus problemas especiales deben abordarse tratando de compatibilizar dos requerimientos conflictivos: costo mínimo de explotación de mineral, y seguridad razonable en la operación de la mina. En efecto, grandes sumas de dinero pueden ahorrarse aumentando el ángulo de un talud al disminuir la cantidad de material estéril extraído para obtener una cierta cantidad de mineral, pero si el ángulo es excesivo puede inducirse una falta o derrumbe con pérdidas considerables de vidas y equipos comprometiendo la operación futura de una mina.

Un diseño de talud óptimo será entonces un compromiso entre un talud suficientemente abrupto como para ser rentable en lo económico, y uno cuyo ángulo es lo suficientemente pequeño como para ser seguro.

Actualmente para hacer económicamente factible una operación minera a rajo abierto es inevitable sacrificar una parte de la seguridad máxima en favor del beneficio económico. Determinar en qué medida esto puede hacerse es una cuestión tan importante como difícil.

Otro aspecto que complica el problema consiste de reconocer que la masa rocosa involucrada en cada talud es única, y por lo tanto no existen soluciones de rutina que garanticen la respuesta adecuada en todos los casos. Así, la solución de un problema práctico individual debe consistir a partir de la información específica acerca de la geología del lugar, resistencia de la masa rocosa, observaciones sobre el agua subterránea, y una buena dosis de sentido común de ingeniería. La proporción en que se mezclan estos ingredientes varía según el caso, tal como también lo hace el tipo de herramienta o técnica disponible para construir una solución.

*Investigador del Centro de Investigación Minera y Metalúrgica (CIMM).

II. CONSIDERACIONES ECONÓMICAS Y DE SEGURACIONES

La influencia que ejerce el ángulo del talud en el diseño y economía de una mina a rajo abierto resulta obvia. Ahora bien, dado que los beneficios económicos obtenidos al diseñar un talud relativamente abrupto pueden ser anulados por las pérdidas causadas por un gran derrumbe o deslizamiento del talud, una evaluación de la estabilidad de los taludes finales de la mina es de importancia fundamental en la planificación de la operación.

Sin embargo el ángulo de los taludes finales no es la única importante desde un punto de vista económico; también es posible obtener grandes beneficios por medio de taludes abruptos en las fase iniciales de la explotación.

Por otra parte, debe reconocerse que la estabilidad del talud no es lo único que determina los ángulos de talud óptimos en una mina a rajo abierto. Así, por ejemplo, miles de toneladas de los grandes equipos mineros que no pueden ser operados en lavas demasiado angostas. Además, la pendiente de los caminos de transporte debe mantenerse dentro de ciertos límites determinados por las condiciones de operación óptimas de camiones y tractores, lo que generalmente conduce a la necesidad de diseñar taludes de ángulo menor.

Dentro del problema global de considerar la estabilidad del talud como un todo no debe perderse de vista el otro problema, de menor alcance pero no menos importante, como es el de la estabilidad de bancos individuales. Esto es fundamental desde el punto de vista de la operación diaria. Así, por ejemplo, un derrumbe en un banco por el cual pasa la principal vía de transporte o en el cual se encuentra una instalación importante, producirá serios problemas en el programa de explotación. Estos problemas relativamente pequeños, que ocurren con escasa o ninguna advertencia, frecuentemente que también pueden producir pérdidas de vidas y daño a los equipos.

III. PRINCIPALES BASES EN LA EVALUACION DE TALUDES

En el diseño óptimo de taludes excavados en roca se requiere determinar el ángulo de talud más apropiado como función de la altura del mismo. Para hacer esto, es necesario asumir un modo de comportamiento de la masa rocosa. Un gran

parte del trabajo de investigación en este campo se ha hecho postulando que la masa rocosa se comporta como un medio elástico continuo. Sin embargo, al tratar de obtener resultados prácticos este enfoque tiene graves limitaciones, principalmente debido a que nuestro conocimiento de las propiedades mecánicas de las masas rocosas es todavía muy limitado.

Muchas más o menos reciente resulta el enfoque contrario que consiste en que, en términos generales el comportamiento de una masa rocosa está determinado por discontinuidades planas de fallas, fracturas, planes de estratificación, etc. La masa rocosa es así un medio discontinuo, cuyas propiedades mecánicas se definen por la resistencia correspondiente a una masa que le da la masa intacta o sana. Este enfoque es el más utilizado en el diseño práctico de taludes excavados en roca.

Debe destacarse, sin embargo, la importancia que la mecánica del medio continuo ha tenido en la investigación. Por ejemplo, de desplazamientos globales de la masa rocosa o en espaldas de flujos del agua subterránea, en donde se pueden aplicar ciertos métodos numéricos tales como la teoría de elementos finitos.

1. Relación entre la altura máxima y el ángulo de un talud

Aun cuando la estabilidad de una masa rocosa puede estar enteramente dominada por discontinuidades geológicas, cuando hay simetrías en que la orientación e inclinación de esas discontinuidades es tal que no deslizamiento simple de bloques rígidos es posible. El proceso de falla o desmoronamiento de taludes consistiría en toques en una combinación entre el movimiento según esas discontinuidades, y la falta del material intacto o sano.

En tales casos es posible esperar que taludes más altos y abruptos que los de una situación promedio puedan ser estables. De hecho esta ha sido confirmada de manera general por la evidencia práctica recogida en un gran número de minas a rajo abierto.

Esta puede ilustrarse en el gráfico de la Fig. 4, que muestra una relación típica (obviamente no exacta para cada caso) entre la altura máxima y el ángulo de taludes en "roca dura", que para tales condiciones son muy estables (según Kleg y Lantoni¹, y Ross Brown²).

2. El rol de las discontinuidades en los procesos de falla

La inclinación de las superficies de discontinuidad en los taludes puede causar un deslizamiento posible, llegar a tener una influencia dominante en la estabilidad de un determinado talud. Esta situación se ilustra en la Fig. 2, que muestra la variación

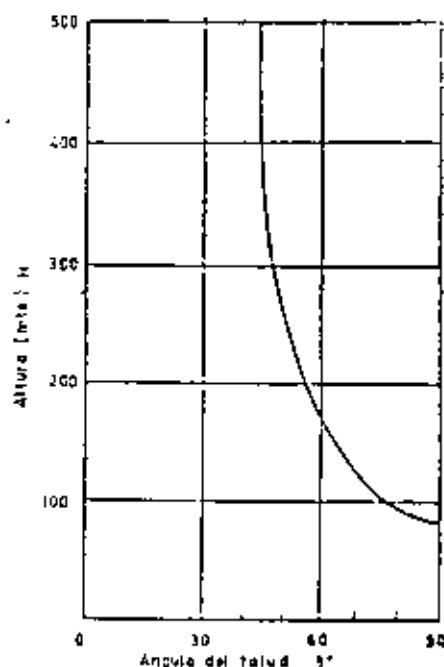


Figura 1

de la altura crítica de un talud vertical en función del ángulo de inclinación de una discontinuidad plana, para taludes secos y saturados según datos de Hoek³.

Este gráfico muestra que, por ejemplo, cuando la inclinación de la discontinuidad es de 90° con respecto a la horizontal en ambas curvas la altura crítica de un talud disminuye a aproximadamente la cuarta parte de la altura crítica del caso en que la discontinuidad es vertical o horizontal. La detección de estos rasgos geológicos es entonces de fundamental importancia en los estudios de estabilidad. La Fig. 2 es válida sólo para un caso específico; ella depende de los parámetros de resistencia en la discontinuidad, y de la densidad de la roca.

3. Propiedades mecánicas fundamentales

Las propiedades mecánicas más importantes en relación al análisis de la estabilidad de taludes son el ángulo de fricción, la cohesión y la densidad de las masas rocosas.

Para la definición de fricción y cohesión podemos recurrir a la Fig. 3, que ilustra la variación de la resistencia al cizalle con σ y con la fatiga normal σ_c y es entonces la fuerza por unidad de

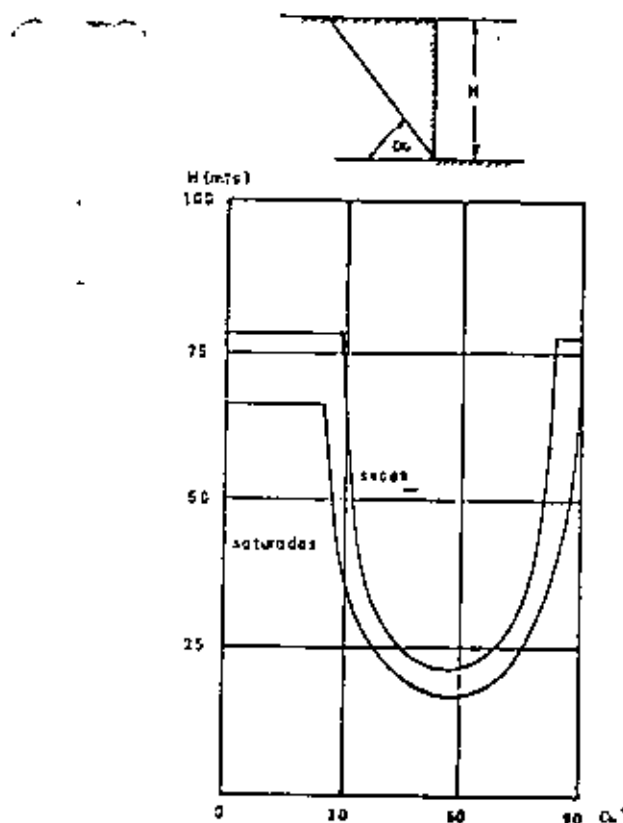


Figura 2

área requerida para producir el deslizamiento a lo largo de una discontinuidad en presencia de σ (fuerza normal por unidad de área), según se muestra en la misma figura.

Este gráfico es sólo una relación aproximada, dado que en la mayoría de los casos pareciera la dependencia que aquí se ilustra como la real es más bien curva. La pendiente de esta línea es el ángulo de fricción ϕ , mientras que la cohesión c es el valor de la resistencia de cizalle cuando la fatiga normal σ es nula. Este es el caso, por ejemplo, cuando la superficie de discontinuidad se encuentra cementada, en donde se requiere un σ finito con $\sigma = 0$ para producir deslizamiento.

En consecuencia, la relación entre τ y σ está dada por:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad [1]$$

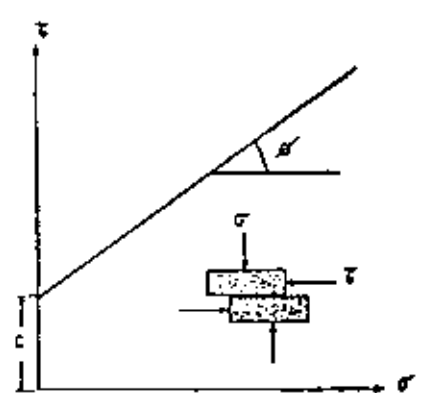


Figura 3

4. Deslizamiento debido a carga gravitacional

En orden a ilustrar el mecanismo de deslizamiento simple consideremos un bloque de peso W que desliza en una superficie inclinada de ángulo α con respecto a la horizontal según la Fig. 4.

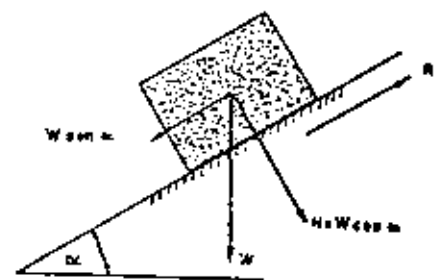


Figura 4

La fatiga normal, esto es la fuerza por unidad de área que actúa en forma perpendicular a la superficie de deslizamiento, está dada por:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{W \cos \alpha}{A} \quad [2]$$

donde A es el área basal del bloque.

La resistencia al cizalle σ_c ante será entonces, de [1] y [2]:

$$\tau = c + \frac{W \cos \alpha}{A} \tan \phi \quad [3]$$

y la fuerza resistente que se opone al deslizamiento está dada por:

$$W \cos \alpha = c + \int_0^h U \cos \alpha \, dz \quad (1)$$

Cuando el bloque se encuentra a punto de comenzar a deslizarse, decimos que se ha alcanzado la condición de "Equilibrio Límite". En dicha condición, la fuerza perturbadora que induce el deslizamiento es igual a la fuerza resistente, o

$$W \sin \alpha = c + \int_0^h U \sin \alpha \, dz \quad (2)$$

Si la cohesión c es nula, la condición de equilibrio límite se transforma en

$$W \sin \alpha = \int_0^h U \sin \alpha \, dz \quad (3)$$

5. Presión de agua y fatiga cíclica

Dependiendo de una serie de factores tales como el régimen del suministro de aguas superficiales y napas subterráneas, los pozos o cavidades existentes en los granos de un deslizamiento mineral que pueden contener agua a presión. Una presión de agua, p , llamada también presión intersticial o de poros, actúa en todas direcciones. En particular lo hace en dirección contraria a la fatiga normal actuando entre las caras opuestas de una cavidad o una discontinuidad en la masa rocosa.

Esta última situación se indica de manera esquemática en la Fig. 5, que muestra el efecto de la presión de agua p en una muestra de roca que es sometida a tracción, según una superficie de falla.

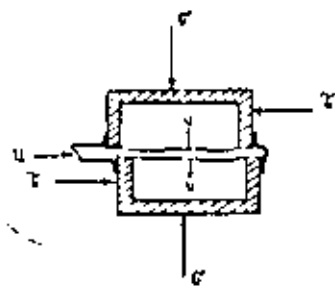


Figura 5

La fatiga normal o (fatiga total) que actúa en la superficie de falla se reduce a la fatiga efectiva (σ_p), que es la que efectivamente actúa normal a la superficie. En consecuencia, la relación [1] se transforma en:

$$T \geq c + \int_0^h \sigma_p \, dz \quad (7)$$

Vimos entonces que la presencia de p produce una disminución de la resistencia al deslizamiento. En relación al ángulo de fricción ϕ y la cohesión c de la roca, se tiene que:

En la mayoría de las rocas duras, así como en muchos suelos arcillosos y grutas, c y ϕ no cambian con la presión de agua p ; la disminución de resistencia al rozamiento se debe casi enteramente a la disminución de la carga normal de $n \times \cos \alpha$. En consecuencia, la fundamental es la presión de agua p , y no el contenido de agua o humedad.

En rocas blandas y arcillas c y ϕ a su vez varían con el contenido de agua lo cual, además del efecto directo de p , produce una disminución adicional en la resistencia.

6. Efecto de la presión de agua en una grieta de tensión

Podemos estudiar este problema utilizando el mismo análisis elemental del caso de un bloque que descansa en un plano inclinado, según la Fig. 6. Este bloque se encuentra separado de la masa rocosa formando una grieta de tensión, que a su vez está llena de agua.

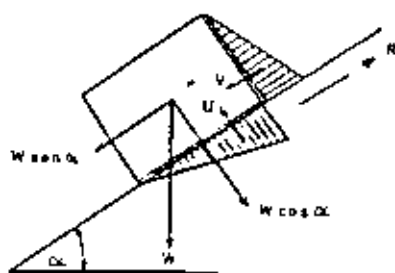


Figura 6

La presión de agua dentro de la grieta de tensión aumenta linealmente con la profundidad. En otras palabras, es una distribución hidrostática de presiones, tal como se indica en la figura anterior. Si como es una hipótesis habitual, la presión hidrostática del fondo de la grieta puede transmitirse hasta la base del bloque, dicha presión se desaga a su vez a lo largo del plano inclinado hasta anularse en contacto con la presión atmosférica. En la base del bloque tenemos entonces una nueva distribución lineal de presiones de agua.

Las fuerzas totales resultantes de estas dos distribuciones de presiones son F' y F'' , como se muestra en la Fig. 7. La condición de equilibrio límite puede escribirse en este caso:

$$W \sin \alpha + F' = c + \int_0^h U \sin \alpha \, dz + F'' \quad (8)$$

Ambas fuerzas, F' y F'' , reducen la estabilidad,

puesto que F' disminuye la fuerza resistente y F'' aumenta la fuerza perturbadora que induce al deslizamiento.

7. Estabilización mediante anclaje

Uno de los métodos artificiales más efectivos para estabilizar bloques o cuñas localizadas sobre discontinuidades de deslizamiento potencial es el uso de pernos o cables de anclaje trasversales.

Continuando con la mecánica elemental de deslizamiento de un bloque, consideremos el efecto que sobre él ejerce un perno de anclaje cuya dirección hace un ángulo β con respecto al plano de eventual deslizamiento, tal como se esquematiza en la Fig. 7.

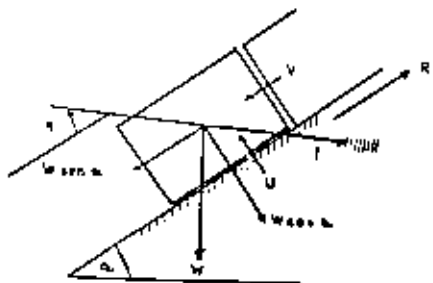


Figura 7

El perno de anclaje ha sido tensado hasta aplicar una fuerza T , y asumimos que las fuerzas U y V previamente descritas también están presentes. La condición de equilibrio límite se escribe entonces:

$$W \sin \alpha + T \cos \beta = c + \int_0^h U \sin \alpha \, dz + F \sin \beta \quad (9)$$

En consecuencia, la tensión aplicada por el perno produce un doble beneficio: reduce la fuerza perturbadora en $T \cos \beta$ y al mismo tiempo aumenta la fuerza resistente en $T \sin \beta$.

La orientación óptima del perno de anclaje, β , será aquella que requiere una tensión T mínima. Derivando la ecuación [9] con respecto a β se encuentra que:

$$\beta \text{ óptima} = \phi \quad (10)$$

8. El factor de seguridad

Todo el análisis previo de estabilidad se ha basado en la condición de equilibrio límite. Esto sugiere la necesidad de definir un factor o factor que entregue una idea de la estabilidad de un talud bajo otras condiciones, además de la defini-

ción como equilibrio límite. Puede definirse así un factor de seguridad, F , como la razón entre la fuerza total que se opone al deslizamiento (resistencia) y la fuerza total que lo induce (perturbadora).

En el caso del bloque ilustrado en la Fig. 7, sumando a las fuerzas U , V y T , el factor de seguridad será:

$$F = \frac{c + \int_0^h U \sin \alpha \, dz + T \sin \beta}{W \sin \alpha + T \cos \beta} \quad (11)$$

La condición de equilibrio límite está representada entonces por $F = 1$ y técnicamente cualquier talud cuyo factor de seguridad sea mayor que la unidad será estable. Esto plantea problemas vitales que se discuten brevemente a continuación.

Una primera cuestión fundamental es determinar qué valor de F puede considerarse aceptable en un caso práctico. Dada la incertidumbre que hay, primero en la elección de un modelo para representar un proceso físico (por ejemplo el deslizamiento simple de un solo bloque), y segundo en la información suministrada al modelo (ángulo de fricción, adhesión, densidad, etc.), debe reconocerse que el valor absoluto para F no tiene un sentido absoluto.

Por esta razón, muchos autores, McMillan⁴, entre otros, han sugerido la necesidad de un enfoque probabilístico para evaluar la seguridad de un talud en base a la variación de cada uno de los parámetros que controlan la estabilidad. Sin embargo, esto está aún lejos de ser una operación rutinaria, principalmente debido a las dificultades para obtener una información completa que permita efectuar un análisis estadístico consistente para todos los parámetros involucrados.

Lo más adecuado es, por ahora, efectuar un análisis de sensibilidad para detectar la influencia de cada variable sobre la estabilidad del talud, a partir de un amplio rango de condiciones. Esto permite obtener, por factores de valor absoluto, uno que relativo y con precisión razonable. Tal información, junto a una dosis de buen sentido, generalmente permiten efectuar un diseño adecuado y con significados prácticos.

9. Falla rotacional o de volteo

El factor de seguridad que se ha discutido recién tiene como limitación estar basado en la falla por deslizamiento del bloque solamente y no considera por tanto la falla por torción o volteo. La condición elemental para este último modo de falla, en el caso de un bloque que descansa sobre un plano inclinado, se muestra en la Fig. 8.

El bloque caerá por volteo cuando la inclinación del plano, α , sea tal que el vector peso del

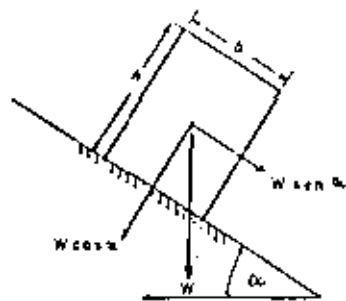


Figura 8

bloque, U , pase por fuera de la base del mismo. Estableciendo entonces:

$$U \geq \frac{b}{h} \quad [12]$$

Considerando la influencia que ejerce modo de falla planizada puede traer en problemas reales, lo que de hecho ocurre es una falla por voladura de estructuras columnares que se hayan formado debido a una particular geología estructural. El comportamiento real es sin duda mucho más complejo, incluyendo desplazamientos en cualquier discontinuidad y recomposición de bloques.

El uso de cables o puentes de anclaje también es muy adecuado para retener taludes en este tipo de terrenos, mediante mediante ellos varias columnas para producir unidades estructurales de mayores dimensiones, que pueden ser más estables.

IV. FALLA SEGÚN UN PLANO DE DISCONTINUIDAD PLANA

La falla según un plano de discontinuidad es un fenómeno de naturaleza relativamente raro en taludes excavados en una roca a que sólo en ciertas ocasiones se cumplen todas las condiciones geométricas requeridas para tal modo de falla. Según se verá en la próxima sección, la falla tipo cuna es un caso más general, cuyo análisis admite tratar a la falla plana como un caso especial.

Sin embargo, no se debe desconocer que la falla plana ocurre en ocasiones, especialmente cuando existe un control preponderante por parte de una discontinuidad estructural. Además, este tipo de análisis es particularmente útil para demostrar la sensibilidad del talud ante cambios en la resistencia al corte o en las condiciones del agua subterránea. Debe sensibilidad no es obvia, ni mucho menos, en otros tipos de análisis más complejos.

1. Condiciones geométricas

Las siguientes condiciones deben cumplirse para

que el deslizamiento ocurra según un plano inclinado:

- El plano de deslizamiento debe traer un rumbo paralelo, o dentro de $\pm 30^\circ$, con respecto al de la cara del talud.
- El plano de deslizamiento debe zambor en la cara del talud, es decir, su buzamiento o inclinación debe ser menor que el ángulo del talud. En la Fig. 9, esta condición se expresa como $\beta > \alpha > \phi$.

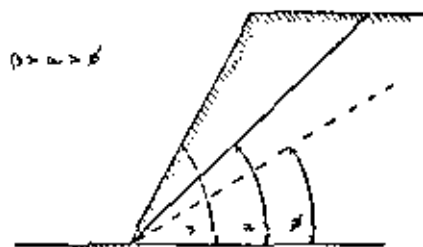


Figura 9

- La inclinación del plano de falla debe ser mayor que el ángulo de fricción en ese plano, esto es $\alpha > \phi$ en Fig. 9. Comparar con la condición de equilibrio límite en ausencia de cohesión $\alpha = \phi$, según ecuación [6]. En determinadas condiciones, se requiere $\beta > \alpha > \phi$.
- Para que el plano de deslizamiento no tenga una extensión ilimitada, debe haber superficies de desplazamiento laterales cuya resistencia al deslizamiento sea despreciable, las que se indican en la Fig. 10. Tales superficies no se requieren en el caso de la "traza" de un talud, donde un plano de falla tendría una extensión finita.

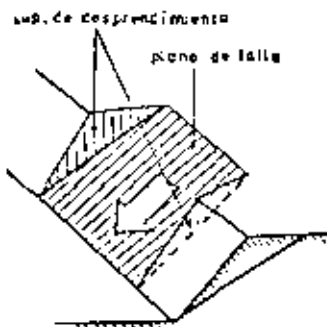


Figura 10

2. Postulados del análisis

Con respecto a la Fig. 11, el análisis de la falla plana de un talud se efectúa asumiendo lo siguiente:

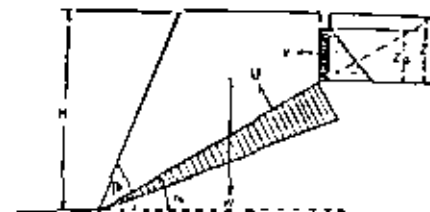


Figura 11

- Existe una grieta de tensión de profundidad Z en la superficie superior del talud, cuyo rumbo es paralelo al de la cara del talud.
- La grieta de tensión es vertical, y está llena de agua en una profundidad Z_0 .
- El agua contra a la superficie de deslizamiento por el fondo de la grieta de tensión y escurre escapando a presión atmosférica en la cara del talud. Las distribuciones de presión se indican en la misma Fig. 11.
- Todas las fuerzas presentes (W , U , F y T) actúan a través del centro de gravedad de la masa que desliza, es decir, no hay momentos que tiendan a producir rotación.
- La resistencia al rasqueo en la superficie de deslizamiento se define en términos de cohesión y fricción, según la ecuación [1], esto es $t = c + \sigma \tan \phi$.
- El análisis es bidimensional, es decir, se aplica a una tajada del talud de grueso unitario.

El factor de seguridad de este talud se define en forma similar a la deducción de la ecuación [1], excepto que F no está presente y F es ahora horizontal, puesto que la grieta de tensión es vertical. Es decir,

$$F = \frac{c + \sigma \tan \phi + U \cos \alpha + T \cos \alpha}{W \cos \alpha + F \cos \alpha} \quad [15]$$

En este caso, σ es el área de la superficie de deslizamiento. En 2 dimensiones es la longitud desde el fondo de la grieta al pie del talud, según Fig. 11. El peso de la masa deslizante es W , U y T se calculan a partir de la geometría indicada y la densidad de la masa porosa. Además, la fuerza poral ejercida por una distribución de presión de agua es igual al área de la discontinuidad triangular, obteniéndose:

$$T = \frac{1}{2} \gamma_w Z_0^2 \quad [16]$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w Z_0 \quad [15]$$

donde γ_w es la densidad del agua.

El factor de seguridad recién definido puede aplicarse a diversos casos particulares, ya sea en que F , U , o T estén ausentes. Para el caso de un talud seco sostenido por fricción solamente, la ecuación [15] da:

$$F = \frac{c + \sigma \tan \phi}{W \cos \alpha} \quad [16]$$

expresión que es consistente con la condición de equilibrio límite, ecuación [6], en nuestro previo análisis elemental de un bloque.

V. FALLA TIPO CUNA

Este tipo de falla, más frecuente que la anterior, se puede originar cuando existe al menos 2 planos de discontinuidad preponderantes que al intersectarse producen una cuna que puede deslizarse hacia afuera del talud, como lo indica la Fig. 12. Este es el caso cuando los planos de discontinuidad tienen rumbos bastante diferentes (fuera de $\pm 30^\circ$) al de la cara del talud.

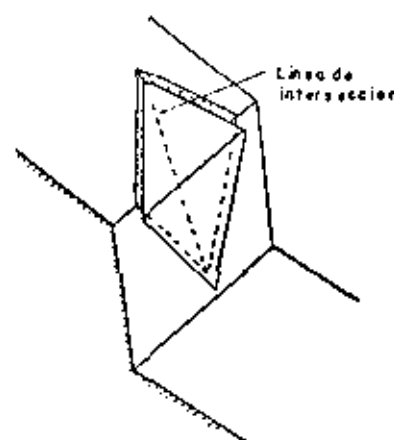


Figura 12

En el análisis [5] simple que sigue asumimos que el ángulo de fricción es el mismo en ambos planos y que no hay cohesión (una hipótesis conservadora). La Fig. 13a muestra una sección vertical que pasa por la línea de intersección de ambos planos. La condición requerida para que el deslizamiento ocurra es:

$$\beta > \alpha > \phi \quad [17]$$

Fig. 10, que son el ángulo del talud y la inclinación de la línea de intersección mutua de los planos de intersección y β es el ángulo de inclinación. Notese la similitud entre la expresión [17] y la condición para falla plana descrita en la sección 15.1. En la misma figura se incluyen los componentes del peso W en direcciones normal y paralela a la línea de intersección.

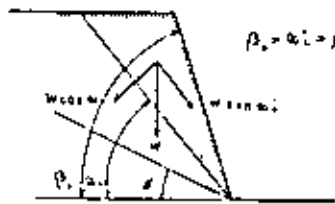


Figura 10a

Considerando una sección [19] perpendicular a la línea de intersección de ambos planos, Fig. 10b, podemos calcular el factor de seguridad en función de las fuerzas o tensiones horizontales a cada plano, R_1 y R_2 , y la fuerza $W \sin \alpha$, como así:

$$F = \frac{(R_1 + R_2) \tan \phi}{W \sin \alpha} \quad [18]$$

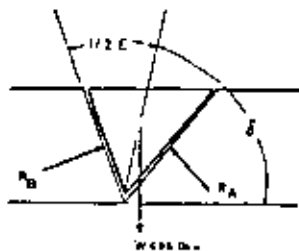


Figura 10b

Podemos obtener entonces R_1 y R_2 en función de W y la geometría de la falla (ángulo de talud α y ángulo de la falla δ).

Resolviendo para las fuerzas horizontales se tiene:

$$R_1 \cos \delta - \frac{1}{2} \epsilon = R_2 \sin [180^\circ - (\delta + \frac{1}{2} \epsilon)] - R_2 \cos \delta + \frac{1}{2} \epsilon \quad [19]$$

y para las fuerzas verticales

$$R_1 \sin \delta - \frac{1}{2} \epsilon = R_2 \cos [180^\circ - (\delta + \frac{1}{2} \epsilon)] = R_2 \sin \delta \quad [20]$$

de donde:

$$R_1 = R_2 \frac{\sin \delta + \frac{1}{2} \epsilon}{\sin \delta} \quad [21]$$

y finalmente:

$$F = \frac{W \sin \alpha}{W \sin \alpha} \frac{\sin \delta + \frac{1}{2} \epsilon}{\sin \delta} \quad [22]$$

Comparando esta expresión con [16], vemos que ella es de la forma:

$$F = k \cdot F_0 \quad [23]$$

donde F_0 es el factor de seguridad de la falla, F , el de una eventual falla plana de un talud con ángulo α , y es que la discontinuidad no es un fenómeno o fenómeno. El coeficiente k es en general mayor que la unidad, puesto que de la figura 10b vemos que $\delta > \frac{1}{2} \epsilon$, lo que da $F_0 > F$, y así el efecto de tener la discontinuidad el factor de seguridad comparado con una hipotética falla plana.

Las expresiones [22] y [23] indican además que la falla plana puede considerarse como un caso particular de la falla de una falla. En efecto, la falla plana puede describirse como la de una falla entre dos planos contiguos, con $\delta = \alpha = 180^\circ$. Si además $\epsilon = \frac{1}{2} \epsilon = 90^\circ$, entonces $k = 1$, y $F = F_0$.

Por último, debe mencionarse que los ángulos δ y ϵ se determinan únicamente por la geometría global, una descripción de la cual es la forma del contorno de este cuerpo. Asimismo como Phillips⁷ presenta un excelente tratamiento de tales situaciones, se va a abastecer para determinar el coeficiente k que forman el círculo máximo y centro de dicho círculo muy expeditas.

El método presentado aquí es simple y particular, para mostrar los principios básicos, pero la presente edición de *Mecánica de Suelos* ofrece otro método que presenta una técnica más general y adecuada para el análisis de fallas.

VI. CONCLUSIONES

Los taludes excavados en roca son susceptibles de experimentos satisfactorios, siempre de falla de los tipos previamente descritos, con un fuerte control de la geología estructural. Sin embargo, existen otras posibilidades en el tipo materia que involucran la presencia de materiales menos resistentes, tales como suelos de alta carga y materiales de lastre, en donde no existen estructuras dominantes, y la superficie de falla forma delongamente el camino de menor resistencia a través del talud.

Se ha observado que en tales circunstancias la superficie de falla se acerca a una forma circular, según la hipótesis aceptada en *Mecánica de Suelos*

aplicada a taludes. En este campo hay una muy completa literatura disponible (Fitzgibbon², Bishop³, etc.), a la cual deberá dirigirse el lector interesado. Debe señalarse que que tal comportamiento puede manifestarse en la zona de granitoides que forma un borde del lastre o de espes, suelos de alta carga en un talud o incluso en ciertos taludes excavados en una formación silíceo o granítica, tal que hayan perdido un control estructural definido.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

En este campo muy amplio como son los taludes excavados en roca, el propósito de este artículo ha sido presentar los principios fundamentales que rigen su comportamiento ofreciendo modelos simples y elementales. Es así que se ilustra la importancia de los principales parámetros en la estabilidad de un talud, la cual tendrá como consecuencia directa en los análisis más complejos.

El factor de seguridad, F , debe entenderse de preferencia para estudios de estabilidad como se ha mencionado. El problema de definir un valor aceptable de F para que un talud sea estable, por ejemplo entre 1.2 a 2.0, es función de la confianza que inspiran el método de análisis utilizado y la situación que se le enfrenta. Cuando después de un análisis simple permanece una considerable duda, lo más razonable será recurrir a

métodos más complejos y a la literatura disponible que también están disponibles.

REFERENCIAS

1. E. H. Fitzgibbon, *J. Engineering Geology*, vol. 1, no. 1, p. 1, 1951.
2. R. Bishop, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 83, no. 1, p. 1, 1957.
3. R. Bishop, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 83, no. 1, p. 1, 1957.
4. R. Bishop, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 83, no. 1, p. 1, 1957.
5. R. Bishop, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 83, no. 1, p. 1, 1957.
6. R. Bishop, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 83, no. 1, p. 1, 1957.
7. Phillips, K., *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York, 1959.
8. Bishop, K. W., *The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes*, *Geotechnique*, Vol. 3, 1953.

STRUCTURALLY CONTROLLED INSTABILITY IN
UNDERGROUND EXCAVATIONS

by

Dr Evert Hoek, Principal,
Colcer Associates Ltd.,
224 W 8th Avenue,
Vancouver, B.C., Canada.

ABSTRACT

Structurally controlled instability is one of the major factors to be considered in relation to the design of underground excavations in hard, jointed rock masses. This instability may take the form of gravity falls of wedges or blocks from the roof of the excavation or the sliding along planes or lines of intersection of planes in the roof and side-walls.

This paper describes a number of simple checks for falling or sliding using stereographic plots of structural data obtained from borehole core or pilot tunnel mapping. These simple kinematic checks are used to identify problem areas which can then be analysed in greater detail using stereographic techniques or computerised vector analyses. The dimensions and hence the weight of each block or wedge which can fall or slide can be calculated and a reinforcing system can then be designed to prevent instability.

These considerations lead to a number of general conclusions on the optimum orientation of underground excavations in relation to the structure of the rock mass in which they are located. The sequence of excavation is also important, particularly when large spans or the intersections between large excavations are being created, and the timely installation of reinforcing elements to prevent the development of instability at each excavation stage is discussed.

INTRODUCTION

An example of the role of structural discontinuities in controlling the stability of an underground excavation is illustrated in figure 1 which shows a tunnel in a slate quarry in the United Kingdom. This tunnel was constructed approximately 100 years ago without any form of rock support or reinforcement and the tunnel shape has stabilised to conform with the structural pattern in the rock mass.

In most modern rock excavations, close control of the excavation profile is required and the degree of over-break apparent in figure 1 is unacceptable. Consequently, potentially unstable blocks or wedges must be identified and dealt with, either by adjustments to the excavation location or profile or by reinforcement or support of the rock mass.

The basic information required for an evaluation of the structural stability of an excavation is the orientation, inclination, spacing and characteristics of discontinuities such as faults, joints and bedding planes in the rock mass. This information can be obtained from oriented diamond drill core or from the mapping of surface outcrops or pilot tunnels. The data are most conveniently assembled and presented



Figure 1: A tunnel in slate showing the influence of structural discontinuities upon excavation stability.

on plotting grids prepared by spherical projection. Space does not permit a full discussion on these techniques and the reader is referred to comprehensive descriptions by Phillips (1971), Goodman (1976) and Hoek and Bray (1977).

Throughout this paper, the stereographic or equal angle projection is used for the presentation and analysis of structural data. This projection has been chosen in preference to the equal area projection because it affords a more convenient means for constructing the intersection figures required for stability analyses.

KINEMATIC CHECKS

Two simple kinematic checks for falling or sliding wedges are illustrated in figure 2.

Gravity falls from the excavation roof can occur when the apex A of a wedge of rock falls within the triangle B-C, as illustrated in the left hand sketch in figure 2a. Stereographically, this condition is satisfied if the centre of the stereonet falls within the closed figure formed by the intersection of at least three great circles representing discontinuities in the rock mass.

Sliding of wedges in the excavation roof can occur when the apex A falls outside the base B-C provided that at least one of the planes bounding the wedge dips at a steeper angle than the angle of friction. Figure 2b shows that this condition is satisfied when one of the three great circles representing the planes touches or falls within the dashed circle defined by the angle of friction ϕ . The same kinematic check applies to the sliding of wedges from the excavation sidewalls.

In regularly jointed rock masses, "mirror-image" wedges occur in the floor and opposite sidewall as illustrated by the vertically hatched areas in figure 2b. Sliding of mirror-image sidewall wedges can occur when the stereonet centre falls within the intersection figure as illustrated in figure 2a.

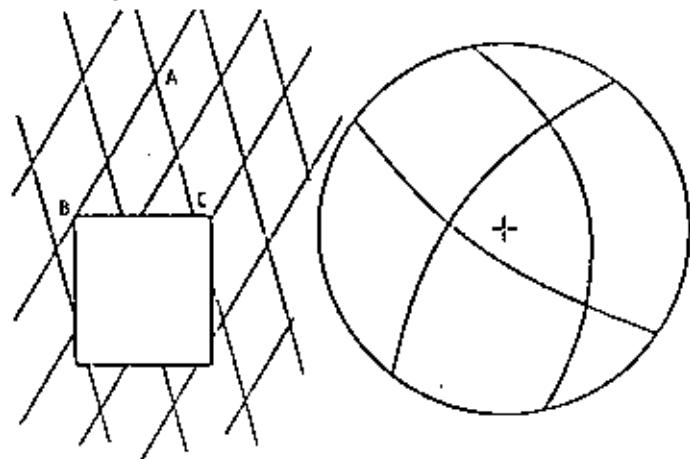


Figure 2a : Kinematic check for gravity falls from the roof of an excavation .

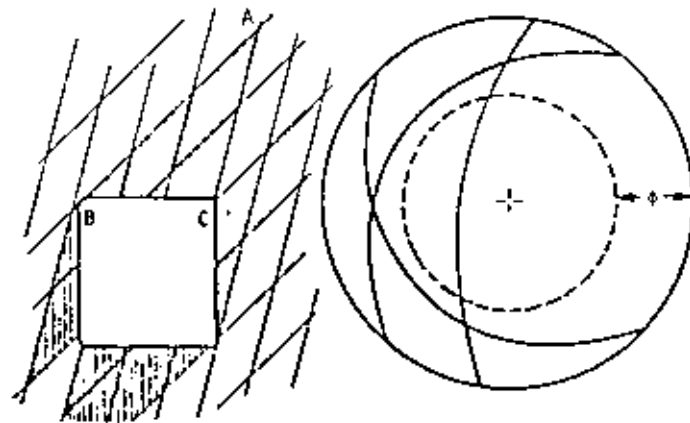


Figure 2b : Kinematic check for the sliding of wedges from the roof or sidewalls of an excavation.

The kinematic checks illustrated in figure 2 can be used during the preliminary evaluation of structural data obtained from core logging or exploratory tunnel mapping. They will give an indication of problem areas which can then be investigated in greater detail. The kinematic checks give no information on the possible size of falling or sliding wedges and, since this information is required for the design of support systems, a more detailed form of analysis is necessary. This analysis is described below.

DETAILED WEDGE ANALYSIS

Figure 3 gives the constructions required to find the maximum size of wedges which can fall or slide from the roof or sidewalls of a square tunnel running due east-west.

A lower hemisphere stereographic projection of three planes is given in figure 3a. These planes are represented by the three great circles marked A, B and C. The strike lines, marked a, b and c, are plotted as are the lines of intersection ab , ac , bc .

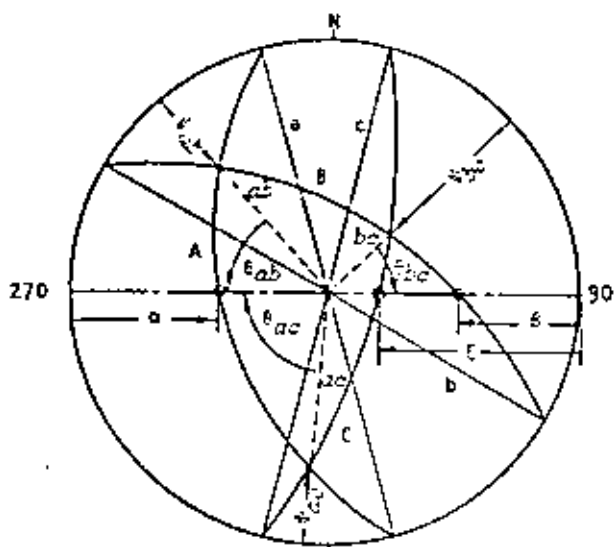
Since the lower hemisphere projection has been used, it is convenient to view the wedge in the roof of the excavation in the same direction, i.e. from the apex to the base or from the interior of the rock mass into the tunnel. A plan view of the wedge is given in figure 3b and the construction of this view is carried out as follows :

The strike lines a, b and c in the stereographic projection are equivalent to traces of the discontinuity planes in the horizontal tunnel roof and the directions of these traces can be determined directly from the strike lines. Starting at the northern sidewall, the trace a is drawn across the full span of the tunnel, parallel to the strike line a. From the intersection of the trace with the northern sidewall, the trace b is drawn parallel to the strike line b and, similarly, the trace c is drawn from the intersection of trace a and the southern sidewall. The intersection of traces b and c determines the plan shape of the largest wedge which can form for this particular combination of discontinuities in this tunnel.

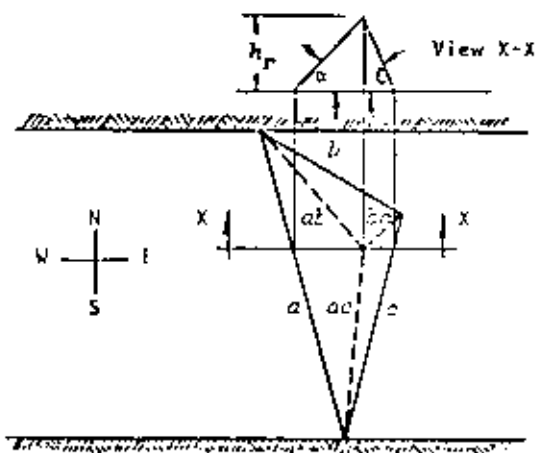
In order to find the position of the apex of the wedge, draw the lines of intersection, from the corners of the plan view of the wedge, parallel to the lines of intersection ab , ac and bc in the stereographic projection. The vertical height h_r of the wedge is found by taking a section through the apex of the wedge, parallel to the tunnel alignment. The apparent dips α and ϵ of the traces of the planes in the vertical plane running parallel to the tunnel axis, due east-west, are used to define the height of the wedge as shown. The volume of the wedge is given by the product of the base area of the true plan view and one third of the height h_r .

Construction of the sidewall wedge shown in figure 3c is slightly more complicated as apparent dips α , β and ϵ have to be used to define the intersection figure in the sidewall and because projected views of the lines of intersection are required to locate the apex of the wedge.

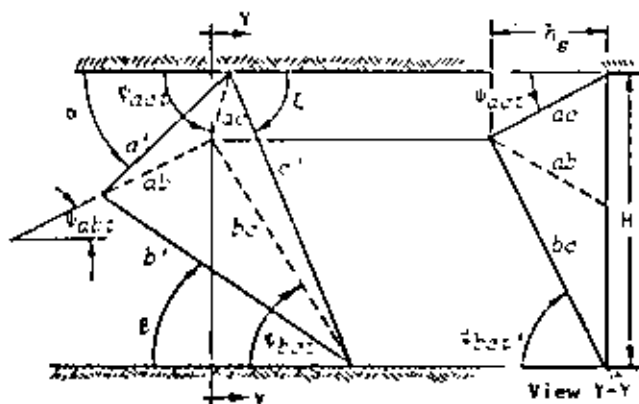
Starting at the roof of the tunnel, the traces a' and c' are drawn at the apparent dip angles α and ϵ , determined from the stereographic projection. From the intersection of the trace c' and



a. Lower hemisphere stereographic projection of planes.



b. Plan view of wedge in roof of tunnel seen from inside rock mass looking into the tunnel.



c. View of wedge in southern sidewall from inside the rock mass looking into the tunnel.

Figure 3: Detailed wedge analysis.

the line defining the floor of the tunnel, the trace b' is drawn at an angle θ as shown to complete the intersection figure.

The projections of the lines of intersection ab , ac and bc in the vertical sidewall have to be determined by stereographic construction or by calculation. The angle ψ_{abt} is given by

$$\tan \psi_{abt} = \frac{\tan \theta_{ab}}{\cos \theta_{ab}}$$

where θ_{ab} is the plunge of the line of intersection ab and

θ_{ab} is the angle between the trend of the line of intersection and the alignment of the tunnel.

The angles ψ_{act} and ψ_{bct} are found in the same way. These angles are used to locate the apex of the wedge as shown in figure 3c.

The height h_s of the sidewall wedge is found by determining the angles $\psi_{act'}$ and $\psi_{bct'}$ which represent the apparent dips of the lines of intersection ac and bc in a vertical plane at right angles to the alignment of the tunnel. The angle $\psi_{act'}$ is given by

$$\tan \psi_{act'} = \frac{\tan \theta_{ac}}{\sin \theta_{ac}}$$

and similarly for $\psi_{bct'}$.

Figure 4 illustrates the outline of the roof and sidewall wedges which have been identified for the example considered and this type of figure, together with the weights of the wedges, can form the basis for a reinforcement design.

In the case of the roof wedge, bolts or cables with a total load carrying capacity of approximately twice the weight of the wedge and a length of approximately $2h_r$ would provide adequate support. The sidewall wedges would fail, by sliding along one of the intersection lines or on one of the planes and the frictional resistance of the plane or planes upon which sliding occurs can be taken into account in calculating the bolt or cable loads. Hoek and Bray (1977) have described calculation methods which can be used for this purpose.

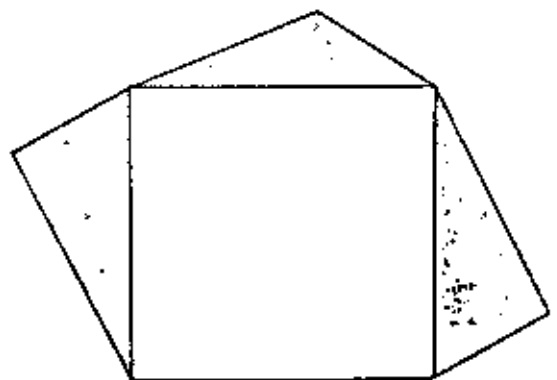


Figure 4: Outlines of maximum possible wedges in the roof and sidewalls of the tunnel, looking west.

In spite of the apparent complexity of the construction given in figure 3, the example considered is probably one of the simplest which could occur. In real situations the underground excavation designer may be faced with five or six strongly developed sets of discontinuities intersecting an inclined tunnel with a curved roof profile. The stereographic analysis of potential instability in such cases can become so complex and tedious that even the most enthusiastic structural geologist would soon become discouraged. The most difficult problem of all occurs at the intersection of two underground tunnels when additional free faces are created and where stability has to be considered very carefully.

In order to overcome these problems, Golder Associates has developed a set of computer programs which are used for the design of major underground excavations in hard jointed rock masses. These programs can be used for initial kinematic checks or for detailed stability analyses of specific geological features. For example, from detailed geological mapping in a pilot tunnel, structural features can be projected onto the final excavation profile and wedges which can fall or slice identified. With such advance warning, the installation of reinforcement at each excavation stage can be designed to provide complete support for the roof and sidewalls of the final excavation.

INFLUENCE OF IN SITU STRESS

When the height h_p or h_b of a wedge is less than the span of the excavation or the height of the sidewall, it is unlikely that the stability of the wedge will be influenced significantly by the in situ stress σ_n in the rock mass. However, when the apex angle of the wedge becomes acute, the normal stresses acting across the potential failure planes should be considered in the stability analysis.

Consider the extreme example of the sliding of a block between two parallel discontinuities as illustrated in figure 5. The condition of limiting equilibrium for the block of rock of weight W can be written as :

$$\sigma_n = \frac{W}{2h_b} \left(\frac{\sin \xi}{\tan \phi} - \cos \xi \right)$$

where σ_n is the average normal stress acting across the discontinuities and

ϕ is the angle of friction of the discontinuity surfaces.

When the average normal stress σ_n is less than the right hand side of the equation, the block will be unstable and reinforcement would have to be provided in order to restore its stability. If the average normal stress is higher than the right hand side of the equation, the amount of reinforcement can be reduced or eliminated, depending upon the factor of safety which is required.

The magnitude of the average normal stress σ_n has to be computed from the measured in situ stress field and the stress redistribution associated with the creation of the excavation. If this stress is to be relied upon to provide support, care should be taken to check that this stress could not be reduced by the creation of other excavations close to that being considered.

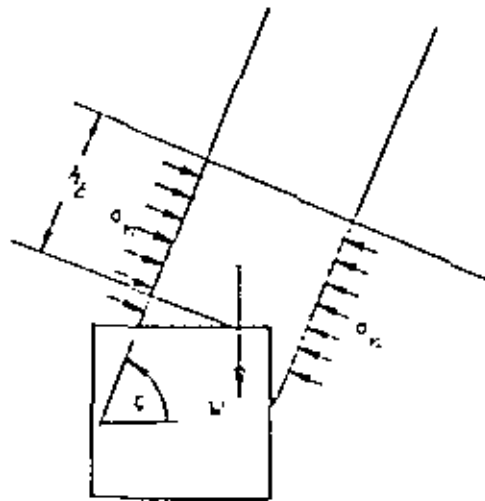


Figure 5 : Influence of in situ stress on the stability of a block in the roof of an excavation.

ORIENTATION OF UNDERGROUND EXCAVATIONS

When the designer has a choice of the orientation of an underground excavation, consideration should be given to the selection of this orientation to give the smallest number of roof and sidewall instability problems. When only one major discontinuity, such as a fault, is present in the rock mass, the optimum orientation is obtained by placing the smallest plan dimension of the excavation parallel to the strike of the discontinuity. In the case of a tunnel, this means that the tunnel should be aligned normal to the strike of the discontinuity.

When several sets of discontinuities are present in the rock mass, the choice becomes rather more difficult. One obvious orientation to avoid is to align a tunnel parallel to the line of intersection of two important discontinuities as shown in figure 6. However, this may be only one of many possible forms of instability in a heavily jointed rock mass and it may be necessary to conduct a sensitivity study on the structural data in order to arrive at an optimum orientation.

SEQUENCE OF EXCAVATION AND SUPPORT INSTALLATION

It will be obvious from the examples considered in this paper that the dimensions of wedges which can form in the roof and sidewalls of excavations depend upon the span of the roof and the height of the sidewall. If such potential wedges have been recognised at an early stage of excavation, the subsequent excavation sequence can be designed to permit the sequential installation of reinforcing bolts or cables. Hence, the pilot tunnel can be used as access for the installation of the first reinforcement which should have sufficient capacity to support any blocks or wedges which would be unstable at the next excavation stage. Once the next stage has been excavated, additional reinforcing can be installed to secure the exposed faces and to provide support for subsequent stages.



Figure 6 : "Cathedral" failure in the roof of a tunnel aligned parallel to the line of intersection of two well developed discontinuities.

3. Phillips, F.C. *The use of Stereographic Projection in Structural Geology*. Edward Arnold, London, Third edition 1971, 89 pages.

INCLUSION

In most publications dealing with the design of underground excavations, the emphasis is usually placed on instability due to stress in the rock mass. While stress-induced instability is important, it is not the only form of instability which must be considered and the treatment of structurally controlled stability problems has been reviewed in this paper. Early recognition of potential instability caused by the intersection of discontinuities in the rock mass is important if effective remedial measures are to be designed. Simple kinematics checks can be used to identify potential problem areas.

Where wedges of significant size are likely to be exposed in the roof or sidewalls of an excavation, determination of the size and weight of these wedges is necessary in order that the length, capacity and direction of reinforcing bolts or cables can be established. Such detailed analyses can be carried out with the aid of the stereographic projection method outlined in this paper or by a computer analysis of the interaction of the excavation shapes and the structural discontinuities in the rock mass.

REFERENCES

1. Goodman, R.E. *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks*. West Publishing Company, St. Paul, 1976, 472 pages.
- Hoek, E. and Bray, J.W. *Rock Slope Engineering*. Revised Second Edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1977, 402 pages.



INTERNATIONAL ROAD FEDERATION
FEDERATION ROUTIERE INTERNATIONALE
国際道路連盟

VIIIth IRF WORLD MEETING



DESIGN, CONSTRUCTION AND MAINTEN- ANCE OF ROCK SLOPES ON HIGHWAY PROJECTS

C. O. Brawner
Principal Partner, Golder Associates Ltd
Evert Hoek
Principal Partner, Golder Associates Ltd

Canada

1977 October 16-21, Tokyo, Japan
16-21 Octobre, Tokyo, Japon

DESIGN, CONSTRUCTION AND MAINTENANCE OF ROCK SLOPES ON HIGHWAY PROJECTS

C. O. Brawner
Principal Partner, Golder Associates Ltd
Evert Hoek
Principal Partner, Golder Associates Ltd

Canada

The most important factors which contribute to the instability of rock slopes on highway projects are:

- (a) Adverse geological discontinuities in the rock mass in which the slope is cut.
- (b) High ground water pressures in the rock mass.
- (c) Damage to the rock mass caused by blasting.

The design of a rock slope depends upon the early recognition and interpretation of these factors. The paper describes the techniques which may be used in both the feasibility and the final design stages of highway projects. The use of air photographs, field mapping and diamond drilling in geological interpretation is considered together with field and laboratory tests to determine rock strength and ground water parameters required for stability analyses.

Emphasis is placed on the design of blasting patterns for the excavation of rock slopes to minimize damage to the rock mass behind the slope face.

Even when the factors listed above have been recognized and incorporated into a slope design, it may be impossible or uneconomic to design a stable slope which depends only upon the strength of the rock mass. In such situations, remedial measures must be considered and these include the provision of drainage to relieve ground water pressures, the use of anchored cables or bolts which apply restraining forces to critical portions of the rock mass and the application of surface layers to protect the exposed rock mass against deterioration caused by moisture and temperature changes.

HIGHWAY SITE SELECTION

The primary consideration in siting a highway is the location of population or industry centres to be served by that highway. Once the overall route has been established there is usually a considerable amount of flexibility in the detailed route to be followed from one centre to the next and it is in the selection of this detailed routing that geotechnical considerations can be of major importance.

An examination of air photographs of potential highway routes by a trained observer will establish the location of such features as old landslides which should be avoided, if at all possible, in routing the new highway. Detailed regional geological maps exist for many parts of the world and these will usually indicate the broad range of rock types and structural geological features which would be encountered on a particular route. Full use should be made of such maps and an engineering geologist would normally be able to identify general areas where potential slope stability problems could exist and which should be avoided if possible.

Having established two or three possible routes on the basis of air photography examination and a consideration of the regional geology of the area, field surveys of these potential routes are then required. Initially, these surveys can be carried out by engineering geologists or geologists with a sound understanding of rock and soil slope behaviour and the survey results can be presented in general descriptive terms. Features which should be noted are:

- (a) Steep-sided valleys in hard jointed rock where formation of a highway cutting could induce instability higher up the slope.
- (b) Areas where existing instability has been noted from air photograph examination or where such instability is evident from the ground.
- (c) The general surface water flow characteristics of the

area and particularly any seeps or springs which could indicate sub-surface water flow which will have an adverse influence upon stability.

(d) The presence of clays, particularly active clays such as montmorillonites, in joint fillings and in slope debris. These materials have very low strength characteristics and will generally indicate the need for careful consideration of slope stability conditions.

(e) The presence of material such as shales, mudstones and claystones which are prone to deteriorate when exposed to the atmosphere and which require special treatment in slopes.

(f) The presence of faults or of particularly well developed jointing which could play a dominant role in slope behaviour.

The final choice of the highway route can generally be made on completion of these field surveys and it is evident that, other factors permitting, the route with the smallest number of potential slope problems should be chosen. In hilly or mountainous regions, the optimum route may still include a number of potentially unstable rock slopes. The remainder of this paper is devoted to the detection, analysis, and treatment of such slopes.

COMMON TYPES OF SLOPE FAILURE

Several common types of slope instability are illustrated in Figure 1 and each of these failure types is discussed briefly below.

(a) Circular failure occurs in soils and soft rocks and also in rock masses which have been very heavily disturbed by glacial or tectonic activity. The failure surface is approximately hemi-spherical in shape and movement is characterized by a slumping of the crest of the slope and a bulging of the toe of the slope. Where ground water is present in the slope, the failure can occur quite suddenly and the failed material can move a considerable horizontal distance from its original position. Under certain extreme conditions, the failure can take the form of a flow slide which has many of the characteristics of an avalanche and can move large distances at high speeds.

Many large landslides have the overall appearance of circular failures although, in many cases, portions of the failure surface will follow pre-existing weakness planes such as faults or bedding surfaces.

(b) Plane failures occur in slopes cut in rock masses with very strongly developed structural features such as faults, bedding planes and joints. When one of these structural features, which is very much weaker than the intact rock material, is exposed in the face of the cut slope and is inclined at an angle greater than about 30° into the cutting, sliding can occur on this plane. Shear tests on the weak material can be performed to determine the approximate critical angle for stability.

(c) Wedge failures are a more complex form of rock slope failure in rock masses with strongly developed structural features. In this case sliding takes place along the line of intersection of two discontinuity surfaces. Figure 2 illustrates a wedge failure in a rock slope.

(d) Toppling failures can occur in slopes in which steeply dipping discontinuities separate the rock mass into a series of columns. This type of failure has only been described in geotechnical literature in the past decade. The authors have found that it is a surprisingly common failure mode. Recognition of potential toppling conditions in a rock mass is important if effective remedial measures are to be applied to a slope cut in this rock.

(e) Reversing of heavily jointed rock is generally a

gradual process which occurs as a result of gradual weathering of weak portions of the rock mass or because of freeze/thaw conditions in cold wet climates.

(f) Weak seams of shale or mudstone tend to weather more rapidly than surrounding rocks such as sandstone and this can give rise to undercutting of blocks of the harder overlying rocks as illustrated in Figure 1f. Recognition of this potential weathering problem is important since freshly exposed shale or mudstone may appear to be good sound rock and the instability due to undercutting

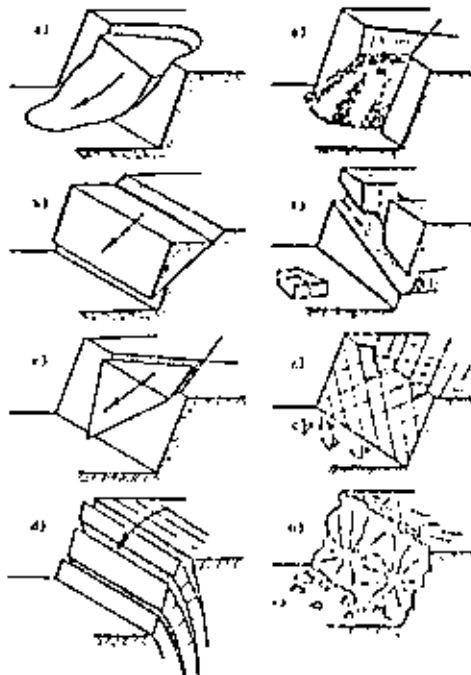


Figure 1: Common types of rock slope instability.

- a) Circular failure in soils and very disturbed and altered rock.
- b) Plane failure on through-going planar discontinuities.
- c) Wedge failure along the line of intersection of two discontinuities.
- d) Toppling failure in steep slopes in rock with steeply dipping discontinuities.
- e) Ravelling of heavily jointed and disturbed rock.
- f) Undercutting of blocks on slope due to weathering of weak seams.
- g) Rockfalls from heavily jointed rock masses.
- h) Rockfalls from slope faces damaged by heavy blasting.



Figure 2: Wedge failure in a hard rock slope involving sliding along the line of intersection of two discontinuity planes.

may take several years to develop.

(g) Rockfalls from heavily jointed rock masses are akin to the ravelling process discussed in (e) above. Freeze-thaw conditions and deterioration of joint infilling materials can result in individual blocks becoming detached and falling with very little warning. Scaling of loose blocks can be an effective remedial measure.

(h) Slope instability induced by excessively heavy blasting is a man-made problem brought about by an inadequate understanding of the process of rock fragmentation resulting from the detonation of a contained explosive charge. Figures 3 and 4 illustrate two extreme cases of this fragmentation. In the rock slope shown in Figure 3, serious fractures have been induced by very heavy blasting and it will be noted that these fractures follow a random curving pattern, ignoring the natural fracture planes in the rock mass. On the other hand, Figure 4 shows a rock face created by controlled blasting techniques and it will be seen that there are no loose unstable pieces in this face. The amount of explosives used in the closely spaced holes should be the minimum required to develop the tension crack which will form the final slope face. Favourable results in average rock will usually be obtained with the use of about 0.7 kg of explosive per square meter of rock face.



Figure 3: Damage to a rock face by excessively heavy blasting giving rise to rockfall instability.
Figure 4: Clean stable rock face created by pre-split blasting techniques.

SITE INVESTIGATION FOR ROCK SLOPE DESIGN

If preliminary field surveys have established that one or more of the failure modes illustrated in Figure 1 are likely to be encountered along a chosen highway route, detailed investigations of areas of potential instability are required to establish the seriousness of the problems and to provide the basis for the design of remedial measures. These site investigations should include geological mapping of structural features in rock outcrops, detailed logging of diamond drill core to detect variations in rock strength conditions and to determine attitude of structural features in the rock mass, rock strength tests, particularly of weakness planes and clay-filled discontinuities, and the observation of ground water conditions. These latter observations, involving the installation of piezometers in diamond drilled boreholes, are very important since the presence of water in a rock slope is always detrimental to stability and the reduction of water pressure by drainage is one of the most effective and economical remedial measures.

A detailed discussion on site investigation techniques exceeds the scope of this paper and the reader is referred to the text book by Hoek and Bray¹ which describes the techniques which should be used and the interpretation of the results of the investigations described above. These investigations and the subsequent interpretation and analysis of results should always be carried out by an engineering geologist or geotechnical engineer since serious and expensive errors can be made if the information is misinterpreted by someone lacking adequate training or experience.

ANALYSIS AND DESIGN

Hoek and Bray¹ have reviewed the graphical and mathematical techniques which are available for the analysis of the failure types illustrated in Figures 1a to 4. They

have also discussed the influence of blasting on the stability of rock slopes (Figure 1b). See also *The Modern Techniques of Rock Blasting* by Langefors and Kihlstrom². Most of these techniques are relatively simple and have been found, from experience in many practical applications, to give a reliable basis for the design of rock slopes.

No analytical techniques are available for the types of failure illustrated in Figures 1c to g and the successful design of slopes in which these problems occur depends upon experience and an awareness of the range of remedial measures which are available for dealing with these failure processes.

Normal rock excavation practice has generally been to specify that new slopes in rock be cut to 1/4 to 1 and that shallow 'V' type ditches be used. These slopes were not designed according to the strength or quality of the rock. With the knowledge that now exists in rock mechanics, the stable slope angle can be determined with reasonable success and at reasonable cost.

Where the rock strength or where the geologic structure is favourable, rock cuts should be designed and constructed with vertical slopes (Figure 5). This will re-

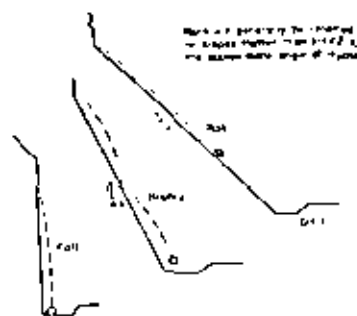


Figure 5: Provided the rock strength and geologic structure is favourable, vertical slopes should be considered using controlled blasting. (Drawing modified from Ritchie³).

duce quantities, allow wider ditches to be used and result in rockfalls dropping vertically into the inner ditch instead of bouncing or rolling onto the highway (Brawner⁴).

Where geologic structural weaknesses dip out of the slope at a steep angle the slope should be excavated to this angle (Brawner⁵).

Controlled blasting using pre-split or cushion blasting should be specified for the excavation of all rock slopes where the geologic structure is oriented favourably for stability. The rock in the slope will be subjected to less damage due to seismic acceleration forces which, if large, can break rock and open joints for tens of feet back from the slope face. With controlled blasting, slopes can be excavated steeper and the slopes will ravel less, requiring much less maintenance over the years.

The design must specify the magnitude of the blasting in the main area of any cut be kept to a reasonable minimum by the use of delays. Normally not more than 500 pounds of explosive per delay should be detonated at one time.

MAINTENANCE

More problems generally exist with stability of rock slopes that were constructed decades ago rather than on recent construction. This is generally a result of haphazard construction procedures that have been used in the past.

The most important maintenance techniques that are effective are summarized in the following text.

(a) Sealing the Rock Face.

Where the rock is jointed with random orientation or a limited number of blocks appear to be unstable these blocks can be removed by scaling. A geologic appraisal is recommended to locate rocks that require scaling. Scaling is normally not recommended where very blocky rock exists or where the rock dips out of the slope. Scaling can be performed using hand or hydraulic tools. If explosives

loosen more rocks than planned,

(b) Flattening the Slope.

Where excessive rockfalls occur or where the joints or bedding dip out of the slope, the slope can be flattened. A uniform slope may be used or the cut can be bench-ed. The bench should be wide enough to clean since falling rock from above may bounce from a debris filled bench onto the road.

(c) Slope Drainage.

The most common method is to drill horizontal drain holes into the slope on 5 to 10 meter centers for distances of at least 10 meters and not more than 0.25 times the slope height. If the holes collapse, perforated plastic pipe should be installed. If ice glaciers develop the drains must be insulated or heated with heating cables. A track mounted percussion unit can be used for rapid installation. The drains are particularly effective in soft rock. A typical drain is shown in Figure 6.

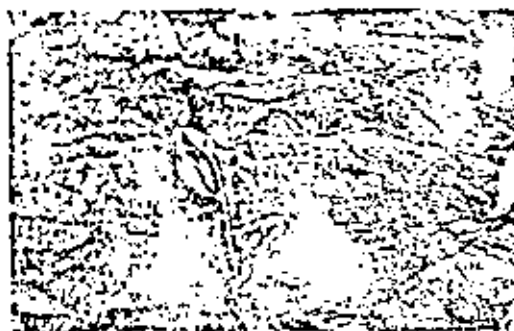


Figure 6: Horizontal drain installed to reduce the water pressure in a rock slope.

(d) Surface Stabilization and Shotcrete.

Concrete can be sprayed on the rock face to increase resistance to raveling, to reduce weathering and to seal exposed joints. The procedure is particularly applicable to blocky slopes. The rock must be clean and wetted prior to application. A thickness of only 4 to 6 cm. is required for long term stability. Where large blocks exist with joints far apart the shotcrete need not cover the entire surface of the intact rock but need only extend 20 to 25 cm. beyond the cracks. Far more shotcrete than is actually needed is frequently applied by the contractor at considerable unnecessary expense. Frequent drain openings are required so that water pressure does not build up behind the shotcrete. Figure 7 shows a typical portable shotcrete plant and application.

Where the rock is extremely blocky or the zone of weathering is considerable, wire mesh can be pegged to the rock, followed by the application of shotcrete.

(e) Rock Support with Rock Bolts or Cables.

Rocks which provide key support to blocks higher in the slope can be stabilized by the installation of rock bolts. To develop long term stability, they should at-



Figure 7: Portable shotcrete plant (left). Field application to stabilize rock slope (right).

ways be tensioned and fully grouted. The tensioning increases the shear strength along the joint and the grouting restricts stress relaxation and minimizes the probability of corrosion. The installation should be designed to develop a specific load capacity. In soft rock, bolts may be used in combination with shotcrete and wire mesh. Figure 8 shows rock bolts being installed.

Where the rock joints dip out of the slope at a moderately steep angle, short steel dowels can be grouted in place in front of the rock face to provide support.

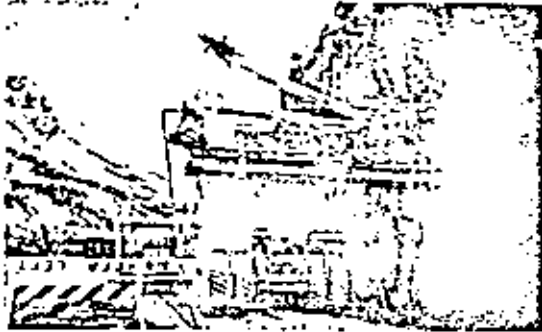


Figure 8: Installation of rock bolts.

(f) Concrete Support Buttresses.

Where large blocks of rock overhang a slope or where excavation may undermine a large volume of rock, a concrete buttress can be constructed to provide support. See Figure 9. The buttress must be capable of taking the full load of the rock above. Usually the buttress should be keyed into the rock with steel dowels.



Figure 9: Concrete buttress to support rock.

(g) Special Ditch Design.

Highway ditches can often be economically excavated with sufficient depth and a steep roadside slope to catch the majority of the rock which may fall into the ditch. On less important roads, this procedure is reasonable.

(h) Catch Walls.

Where it would be expensive to develop deep ditches the construction of catch walls can be effective to control rolling rock. The slope side of the wall must be vertical to reduce the potential of the rock rolling up and over the wall. Concrete walls are rigid and frequently crack and break when hit by large rocks. Gabion walls are more resilient to impact, and less expensive than concrete walls, see Figure 10.



Figure 10: Rock filled gabion wall constructed to catch rolling rock.

(i) Wire Mesh Blankets.

Where blocky rock is prevalent in the slope and raveling is a problem, wire mesh draped over the slope can be effective in controlling rockfall, see Figure 11. The blocks roll down behind the wire mesh and drop into the ditch where they are removed with maintenance equipment.



Figure 11: Wire mesh draped over a blocky rock slope.

(j) Rock Sheds.

In very rocky mountain areas where rock tends to roll or fall from a considerable height, it may be necessary to construct rock sheds to carry the rock over the highway. Figure 12 shows both concrete and timber sheds.



Figure 12: Concrete and timber rock sheds.

RECORDS OF ROCKFALLS AND SLIDES

In areas where rockfalls occur, records should be maintained which record every serious fall which requires maintenance clean-up. At such time as funds are available to improve stability, the records will show the location where the most frequent and most serious falls occur. Stabilization of these areas can then be developed on a rational priority basis.

REFERENCES

1. HOEK, E. and BRAY, J.W. Rock Slope Engineering. Revised second edition. Published by the Institution of Mining and Metallurgy, London, 1977.
2. LANGFORS, V. and KIHLESTROM, B., "The Modern Techniques of Rock Blasting" John Wiley and Sons, 1967.
3. RITCHIE, A.H., "The Evaluation of Rockfalls and its Control", Highway Record, Vol. 17, 1963.
4. BRAUNER, C.O., "Rock Slope Stability on Railway Projects", American Railway Engineering Association, Chicago, 1975.
5. BRAUNER, C.O., "Rock Slope Stability in Highway Construction", Canadian Good Roads Assoc., 1967.

General report for Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, Denver, September 1974.

The Design of Rock Slopes and Foundations

by E. Hoek, Professor of Rock Mechanics, Imperial College, London

P. Londe, Technical Director, Coyne & Bellier, Paris

SUMMARY

A critical review of the present "State of the Art" of the design of surface workings in rock is presented in this report which is divided into four sections:

1. Appraisal of rock masses
2. Design methods
3. Rock slopes
4. Rock foundations

Site investigation techniques, laboratory tests, mathematical and physical models are all examined in the light of their relevance to engineering design. The use of the factor of safety as a design index is discussed and an assessment is given of the most practical approach to designing rock slopes and foundations. The influence of groundwater on the stability of surface workings is considered and the use of drainage and grouting for groundwater control is discussed. Other methods for improving stability, including the use of controlled blasting techniques and the reinforcement of the rock mass, are considered.

GENERAL REPORT

INTRODUCTION

For centuries building on rock has been synonymous with building safely. During the past few decades this situation has changed and the increasing size of structures such as arch dams and opencast mines has presented engineers with an entirely new set of problems. The severity of these problems and the inadequacy of existing design methods has been emphasised by several catastrophic failures which have occurred in recent years.

The solution to these problems is not simple. Design methods in rock engineering evolve slowly, largely by trial and error since the physical and mechanical laws governing the behaviour of rock masses are poorly understood. Geologists, whose contribution to the development of rock engineering is vital, also find themselves in difficulty in attempting to quantify problems which have dimensions of both scale and time which are smaller than those with which the geologist is normally concerned.

As design methods are evolved, new problems which had not been anticipated arise. New failure modes or unusual combinations of forces are recognised and the rock engineer is faced with a new set of unsolved problems. It would be a mistake to regret this state of affairs. On the contrary, even if the engineer is frustrated by his inability to solve these new problems the very fact that these problems are recognised is a step towards increased safety.

In reflecting upon the current state of development of rock mechanics, the general reporters are greatly encouraged by one particular trend which has begun to emerge during the past decade and which suggests that the subject is slowly reaching maturity. This is the trend to work towards a balanced design; even if all the factors which contribute towards the overall behaviour of a structure are not known with any great precision, at least the influence of each factor is considered in arriving at an assessment of the probable behaviour of that structure.

In the past one tended to find "schools" or "techniques" emphasised. There was, for example, the "Austrian" school or the "South African" school and the "photoelastic" era and, more recently, the "finite element" era. While these individual approaches made and will continue to make valuable contributions to the development of rock mechanics, they did not provide a complete or a balanced picture of the whole. Just as the medical world has long realised that there is no one approach which will solve all the problems of illness, so the rock engineer is realising that no one method will solve all the problems which he is likely to encounter. Rock is an extremely complex engineering material and designing in rock requires the application of as much science as relevant, as much experience as available and as much common sense as possible. Above all, a design must be balanced in that every factor, even those which cannot be quantified, must be considered before reaching a final decision.

Turning now to the structure of this report on surface workings. Two sub-divisions are immediately obvious:

a) Rock slopes

Flow charts showing the main steps required for the designs of these two types of construction are presented in Figures 1 and 2. It will be noted that there are many common elements in these two charts, particularly those areas concerned with geological data collection, preliminary stability analysis and shear strength testing. On the other hand, deformation behaviour is a crucial design consideration for foundations but not for slopes while controlled failure is acceptable for some slopes but totally unacceptable for foundations. This report is therefore divided into four major sections which deal with the problems which are particularly important in slope design and problems which are particularly important in foundation design.

Rather than present a catalogue of all the things which we can do well, the general reporters have chosen to place the main emphasis on those things which we do badly, where our knowledge is inadequate and where research is considered necessary. Many of the statements which are presented are controversial and certain parts may even be biased. This is because the general reporters are typical working engineers who have not attempted to read all the literature, who have not understood all that they have read and who have not necessarily formed unbiased opinions upon that which they have understood. This is a report on the state of the art in rock slope and foundation engineering as seen through the eyes of these two general reporters and it is hoped that it will stimulate others to look more closely at some of the questions raised.

1. APPRAISAL OF ROCK MASSES1.0 Introduction

The engineering appraisal of a rock mass includes:

- a qualitative estimate of the response of the rock mass to change in either geometry or loading. This includes an assessment of possible failure modes.
- a quantitative measurement of parameters used in the numerical analysis of the behaviour of the slope or foundation.

Several means have to be used:

- a) geology and hydrogeology
- b) detailed description of the structure (geometry of discontinuities, infilling, etc.) and determination of engineering identification indices.
- c) direct measurement of mechanical parameter meters for use in the analysis.
- d) monitoring the behaviour of the rock mass with changes in load or with time.

Point (a) will not be dealt with in this report which is devoted to the mechanical aspects of slope and foundation behaviour. It is stressed, however, that *profology*, with its description of the rocks, their genesis and history and the sorts of features that characterise the region, together with *hydrogeology*, with its description of the groundwater regime, are vital for a complete understanding of the site.

GENERAL REPORT

1.1 List of methods of appraisal

Rock mechanics offers many methods for testing samples, investigation of rock masses and monitoring rock mass behaviour. Indeed, so many methods are available that many engineers are confused by the choice, sceptical about the reliability of the results and sometimes doubtful about the meaning of these results. The purpose of this report is to propose a selection of techniques which the general reporters consider most useful for the engineer who wants to know the significant engineering properties of rock masses.

Each method described is particularly applicable to a specific stage in the study of rock slopes or foundations. Some methods yield only rough qualitative indices which provide warnings or which facilitate comparison with other sites. Other methods supply quantitative measurements of variables which can be used for analysis.

The categories, which are common to both slopes and foundations, which are considered here, are in-situ investigations and laboratory tests. Instrumentation, together with methods of analysis, is required to fill different roles in rock slope and in foundation engineering and will be discussed under these headings later in the report.

The methods selected as the most reliable or the most promising are:

In-situ investigation

- Mapping of structures on surface outcrops in exploration adits or on borehole cores.
- Graphical presentation of structural geological data.
- Geophysics
- "Petite sismique"
- Rock quality designation (RQD)
- Lugeon tests
- Jacking tests
- Residual stress measurements.

Laboratory tests

- Compression and point load tests
- Radial permeability tests
- Shear tests on discontinuities

1.2 In-situ investigation1.20 Introduction

This section is devoted to investigations carried out on the site. Some of these methods apply from the very first stage of the study while others can only be used when boreholes and adits are available. These methods are typical of recent developments in engineering geology.

There are tests other than those discussed here. The writers have selected only those which seem particularly relevant to the present purpose: the design of slopes and foundations as engineering structures.

1.21 Mapping of structural features

A description of the rock structure (geometry and nature of discontinuities such as faults and joints) is an essential ingredient in any analysis of rock slope stability or of foundation behaviour. The amount of detail required for different stages of the analysis depends upon whether one is designing a slope or a foundation and this difference is highlighted in Figures 1 and 2.

The rock slope engineer is frequently faced with the problem of designing miles of highway cut or open pit mine bench and it is clearly impossible to map all the structural features involved. Consequently the geological data collection is usually carried out in two stages, separated by a preliminary analysis which is intended to isolate critical slopes. Only these critical slopes are considered in detail.

On the other hand, the consequences of failure of a foundation are usually so serious that the preliminary design is carried out in much greater detail and the detailed geological data collection is required at a much earlier stage in the investigation. Since the foundation engineer is concerned with a particular site of limited extent, the amount of work is not usually excessive.

Mapping of surface outcrops of rock is one of the most reliable means of defining the structure of a rock mass. Mapping techniques such as those described by Broadbent, C.D. and Ripper, K.H. (1970) are well developed. Dangerous and inaccessible faces can be mapped by terrestrial photogrammetric methods (Ross-Brown, D.M. and Atkinson, K.B., 1972). In either case, appropriate corrections must be applied to compensate for mapping errors (Terzaghi, R.D., 1965).

These surface mapping techniques are most effective when applied to freshly exposed hard rock faces in slopes, trial excavations or in exploration adits although care must be taken to allow for blasting damage in these faces. Surface mapping is less effective when there is a considerable amount of overburden soil or vegetation overlying the site or when the surface exposures are heavily weathered and the structural pattern ill-defined. In these cases, use must be made of sub-surface exploration methods.

Exploration adits, although by far the most expensive method of sub-surface exploration, are probably the most effective. Not only do they provide a large scale sample of the rock mass but, because the geologist can gain access to the interior of the rock mass, the nature and the orientation of structural features visible within the adit can be determined with considerable precision. Site investigation methods which do not provide information on the inclination and orientation of structural features are of little value to rock engineers since this information is vital in any stability analysis. With careful planning, these adits can be used for large scale drainage tests (Sharp, J.C., 1970) and can themselves become drainage and/or grouting galleries once the construction has commenced.

Trial trenches can only be used where the depth of overburden is small but, where this method is applicable, very valuable information can be obtained by supplying a continuous perception of the rock and of

GENERAL REPORT

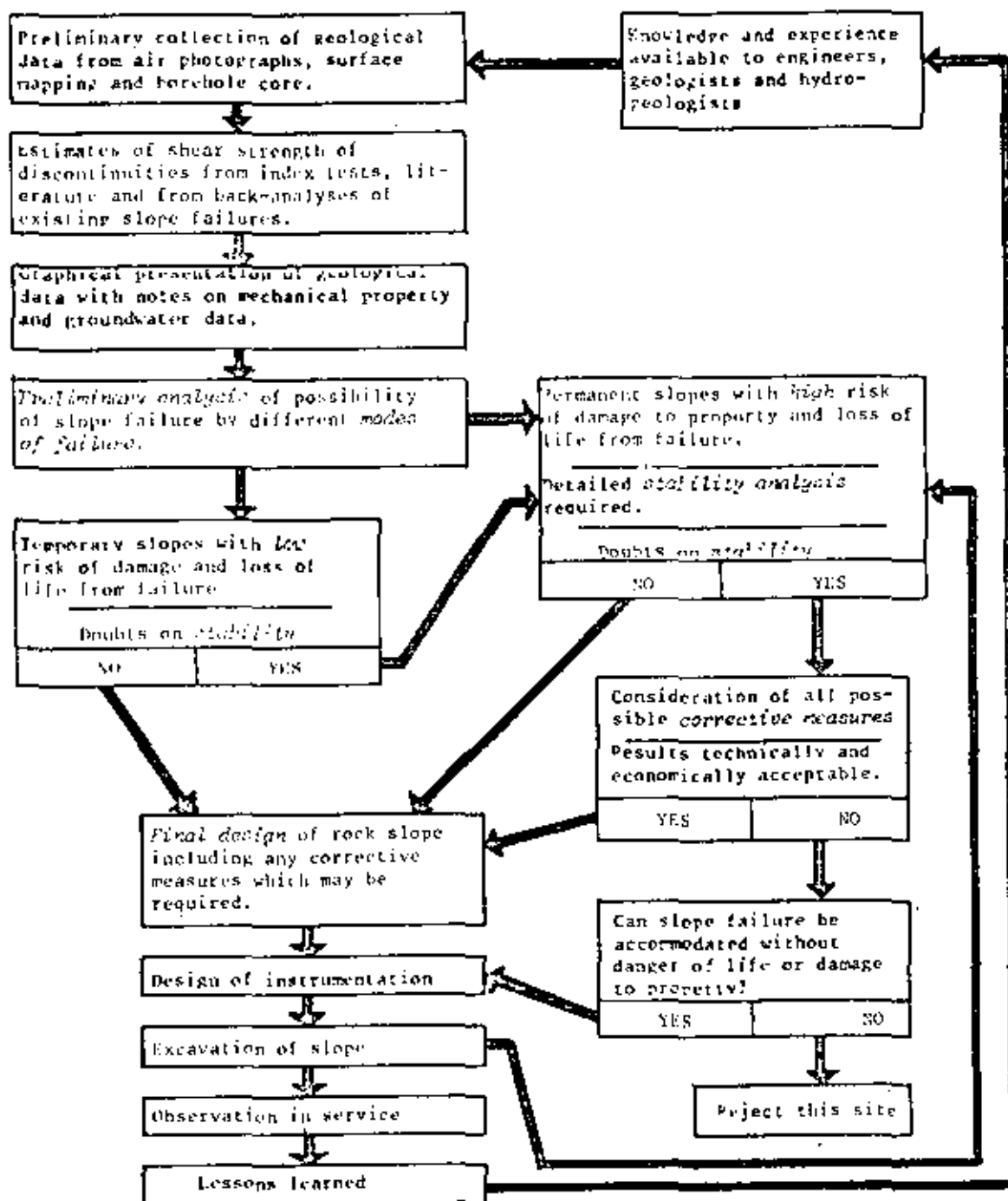


Figure 1: Rock Slope Design Flow Chart

GENERAL REPORT

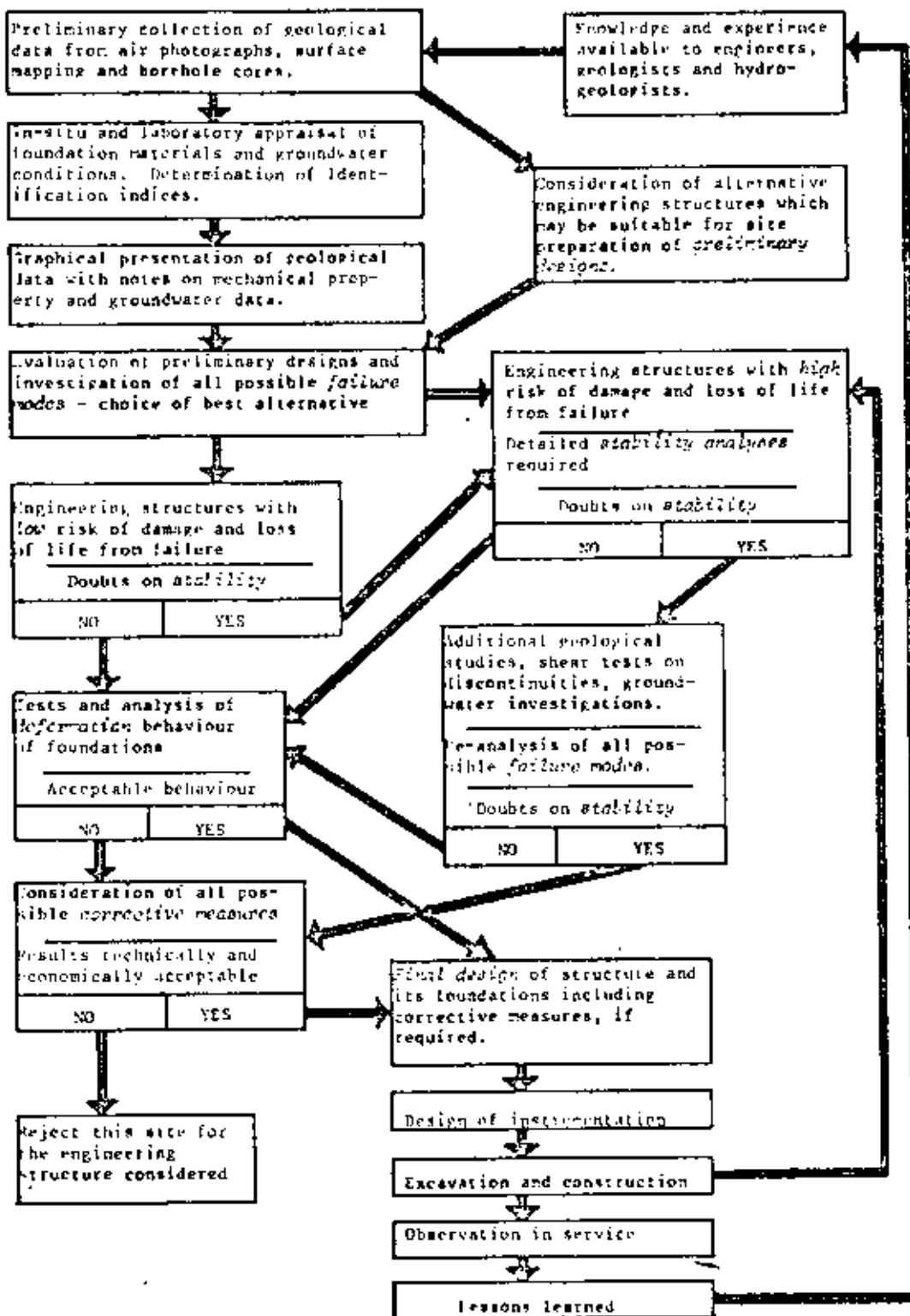


Figure 2: Foundation Design Flow Chart

1. REPORT

its main geological features with no gaps over great lengths. Considering that excavation equipment for digging these trenches is readily available on most sites, it is surprising that so little use is made of this method for site investigations for rock slopes and foundations.

Diamond drilling is the most commonly used site investigation method for unexposed rock masses. Although diamond drilling equipment (Jeffers, J.F., 1966) and drilling methods (Rosengren, K.J., 1969) are highly developed, the results of a diamond drilling programme are frequently unsatisfactory. One of the major sources of difficulty is associated with core orientation. Unless the orientation of structural features visible in the core is known, the investment in a drilling programme will be largely wasted since the core will only be of qualitative value to the slope or foundation engineer. Methods of core orientation are available (Kenpe, W.F., 1967) but, because they require careful treatment and because they introduce delays into the drilling timetable, these methods are disliked by most diamond drillers. The development of simple and reliable core orientation systems is a challenge to drilling equipment manufacturers and the successful development of such tools would represent a significant step forward in site investigation technology.

Of all the techniques used in site investigation, diamond drilling must surely be the one which is subjected to the most abuse. All too frequently, in order to satisfy a site investigation specification derived from some out-dated code of practice, an inexperienced driller is provided with antiquated drilling equipment and instructed to drill in a number of locations which have been chosen with little regard to local geological conditions. Payment on the basis of length of hole drilled rather than on the core recovered is also placing the emphasis incorrectly and the final result is usually of no use whatever. All core boxes should be systematically photographed, so as to keep a safe record of them. All too often the core boxes have disappeared when their examination is most required. Good colour pictures are adequate for checking important features.

Development of site investigation contract policies has simply not kept pace with development of equipment and with the needs of the rock engineer. This congress could benefit greatly from the presentation of a model diamond drilling contract for site investigations by an experienced geotechnical consultant who is familiar with the problems of negotiating such contracts in different parts of the world.

Sophisticated drilling techniques such as integral sampling (Rocha, M., 1967) although having great potential, are unlikely to gain wide acceptance while the quality of basic diamond drilling generally available is so poor.

Recognition of the difficulty of obtaining high quality diamond drilling has led some companies to advocate the use of optical or television probes for the examination of borehole walls. In theory, if such tools could be made effective and reliable, there would be no need for expensive diamond drilling and holes could be drilled with percussion equipment at low cost. Unfortunately, this theory is far from realisation and currently available borehole probes are exceedingly costly and notoriously unreliable and are

probably more expensive to use than high quality diamond drilling equipment. In the hands of specialised companies having the necessary technical expertise to maintain and to operate these units and to interpret the results, excellent results can be obtained particularly for the detection of thin entry layers which are likely to be missed by the coring. "Do-it-yourself" operations are to be avoided.

1.22 Graphical representation of structural data

The reader may consider it unusual that this topic is identified for special discussion and yet, when one considers that the graphical presentation of structural geology data is a vital link in the communications chain between the geologist and the engineer, it becomes obvious that this is not a trivial question. The graphical presentation of results which depend upon more than three parameters is a permanent source of worry for the engineer. Here we have more than ten variables, not all having the same significance, but all requiring presentation in a form which can be understood and utilised by the engineer. Further research into methods of data presentation would certainly be worth while. Improving the presentation would enable the engineer to understand the geological structure more clearly and to recognise mechanical behaviour patterns more easily. This improved presentation would also considerably ease the difficulties which occur in the dialogue between geologists and engineers.

Several methods have been proposed for presenting the three-dimensional geological structure of a site and some of these methods are briefly reviewed here.

Major features such as large faults can be drawn on a map, clearly showing their direction in space (e.g. Muller, I., 1963). Such maps are most important when considering the overall geological conditions of the site since smaller scale features which may have a more direct influence upon the stability of the site will usually be related to these major features.

One great difficulty in preparing geological maps is to recognise the continuity or persistence of structural features. Since a thin clay seam of large extent may be more critical than a large pocket of crushed material, the determination of continuity from outcrops and borehole intersections is an important part of this stage of the site investigation. The writers have found that scale models of the site (constructed from rigid plastic sheet or from rods) are extremely useful in this respect since it is possible to visualise the three-dimensional nature of the rock structure more easily (Fig. 3). Duplicate models in the design and site offices will minimise misunderstanding.

Minor features such as thin joints, bedding planes etc. cannot be represented individually since there are too many of them and such features must be treated statistically in order to establish structural patterns. Polar diagrams, projections of a unit hemisphere, are widely used for this type of analysis (Phillips, F.C., 1971). The *equal area* projection (Fig. 4a) is often preferred by structural geologists because it allows for easy plotting of the distribution frequency in space. The *stereographic* or *equal angle* projection (Fig. 4b) is preferred by many engineers because all circles on the hemisphere remain

GENERAL REPORT

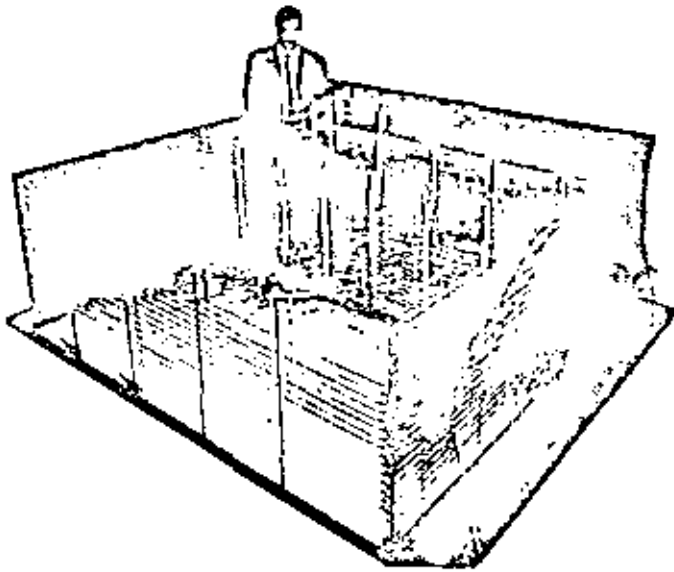


Figure 1 : Plexiglass model of the geology of a dam site.

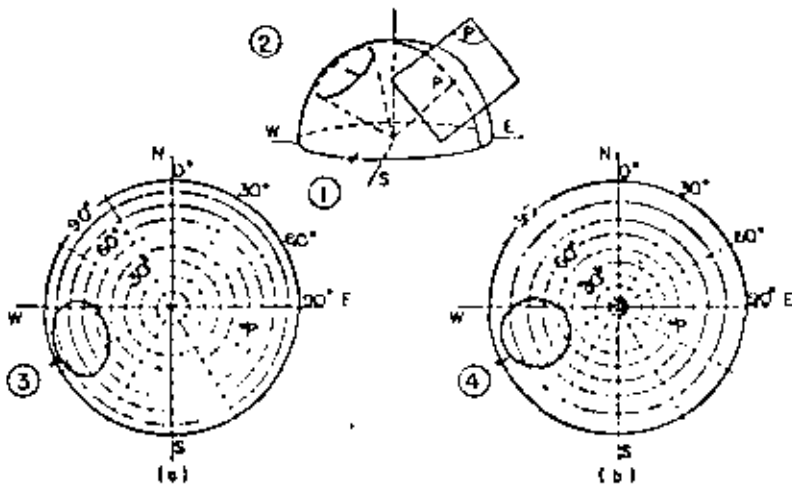


Figure 4 : Polar diagrams .

- (a) Equal area projection (Schmidt)
- (b) Equal angle projection (Wulff)
- (1) Upper hemisphere.
- (2) Circle on sphere.
- (3) Projection of circle (not circular)
- (4) Projection of circle (circular)



GENERAL REPORT

circles on the projection and this property allows very convenient graphical treatment of stability problems. The errors in determination of the statistical distribution of structural features can be minimized by using a special grid for counting plotted points. The writers suggest that these counting errors have been over-emphasised since there are certainly systematic errors in the data collection process due to bias resulting from the direction of outcrops and adits in relation to the direction of the structures (Terzaghi, R.D., 1965). Moreover, there are likely to be differences in the statistical results of two surveys carried out by two different teams. Hence, the writers suggest that the statistical treatment of structural patterns and the subsequent graphical stability analyses can be carried out with comparable accuracy using either equal-area or stereographic projections. The choice of which method to be used can therefore be based upon convenience and personal preference.

Use of these projections for presentation and analysis of structural data provides the engineer and the geologist with a very powerful tool. Once the user has become familiar with this tool, it is rapid, convenient and reliable to use. The general reporters wish to enter a strong plea that the use of these projections should form an essential part of any rock mechanics training programme.

In spite of the advantages of the methods already described, it must be pointed out that no one method of graphical presentation is entirely satisfactory because no one method can cover all the parameters of the problem: direction, spacing, continuity, opening, roughness and infilling of structural discontinuities. Hence, in addition to plots of structural patterns, the authors visualise the need for something similar to the grading curves used in soil mechanics. The development of such a system is a challenge to research workers in rock mechanics.

The surface roughness of structural discontinuities is a question of vital interest to rock slope and foundation engineers. The shear strength of the discontinuities and the permeability of the rock mass are significantly influenced by dilatancy of rough joints during shearing. This dilatancy is closely related to the shape of the surface irregularities and to the previous history of shear displacement. In other words, description of the surface roughness of joints at all scales is part of the geometric description of the rock structure, (Fischer, H. and Rengers, H., 1971). How this description can be done is a vital question for discussion.

1.7) Geophysics

Seismic refraction is a well established method used by geophysicists to measure the thickness of layered rock or soil cover. It has proved extremely useful as a site investigation tool for rapid comparison between several sites. This method yields only a zoning of depth in terms of longitudinal velocities. It is well known that longitudinal velocities are not well correlated with other mechanical properties of rock. The question then raised is: can we rely upon this seismic survey for a first selection of sites?

Another development which may in time play an important part in site investigation is that of the use of geophones as used by the oil

industry. The advantage of these methods is that percussion drilling rather than diamond core drilling, can be used, resulting in a considerable cost reduction. Various types of logging tools are available and have shown promising results when applied to problems outside the petroleum engineering industry (Zemanek, J., 1968, Baltasser, P.H. and Lawrence, H.V., 1970). Recent investigations (Lakshmanan, J. and Allard, T., 1971) have shown that there is a good correlation between the fractured density within the rock mass and the transverse velocity of the seismic signals.

Finally, the recent improvements in gravimetry have made it possible to use this geophysical method for the detection of voids in rock formations. It has been successful since 1970, when high sensitivity gravimeters were built by Lacoste-Romberg, for localising buried quarries or karstic channels.

1.24 "Petite Sismique"

The method called Petite Sismique (Schneider, B., 1967) is entirely different in its principle of operation. Instead of one, several seismic parameters (particularly transverse velocity, wavelength and attenuation) are measured and shown on the card (fig. 5). Somewhat similar to a passport, which does not fully describe its holder, but identifies him sufficiently for police officers, the Petite Sismique gives the identification of the site and enables the differences, or similarities, with other sites to be detected. This technique has been successfully used in a number of countries and probably deserves to be used more widely. Calibration of a qualitative index of this type can only be achieved by collection and comparison of the results of many successful applications.

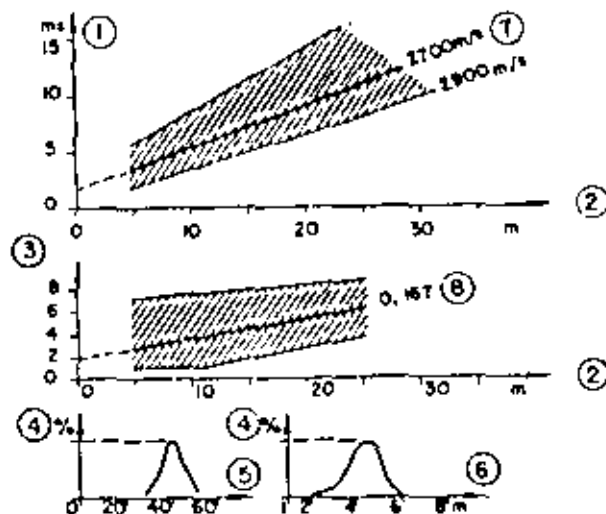


Figure 5 "Petite Sismique" card for a site. (Schneider, B., 1967)

- (1) Time for transverse wave.
- (2) Distance between shock and geophones.
- (3) Gain (dial units).
- (4) Frequency.
- (5) Schmidt sclerometer readings.
- (6) Half wave length (transverse wave)
- (7) Median velocity.
- (8) Median attenuation.

Central Report

Quantitative correlations have been established between Petite Sismique parameters and other engineering parameters (e.g. Fig. 6). Considering that Petite Sismique survey requires only one engineer for a relatively short space of time, it appears to be a cheap way of getting useful information on a given rock foundation. The only condition is that there should be enough rock exposed, either in outcrops or preferably in adits.

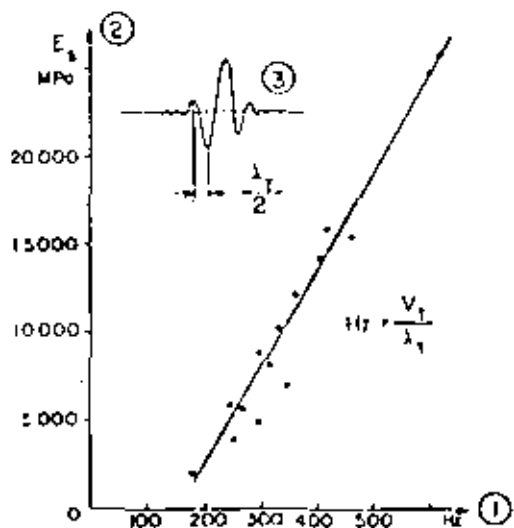


Figure 6 : Correlation between static modulus of deformation and frequency of transverse wave signal obtained by "Petite Sismique" , for various rocks.

- (1) Frequency of transverse wave signal (Hertz)
- (2) Static modulus of deformation (MPa)
- (3) Transverse wave seismogram.

1.25 Rock quality Designation (RQD)

The rock quality designation (RQD) (Dure, D.L., 1968) is an index of core recovery obtained by summing the length of pieces of core longer than 10cm and dividing this length by the total length of hole. It is an index of fracture frequency and has proved very useful on many sites for estimating the depth of excavation required before good quality rock suitable for foundations is reached. One of its main advantages is its extremely low cost; the computation of RQD for hundreds of metres can be done in a few hours, either on site or from photographs of the core boxes.

The main question is whether the quality of workmanship can influence the length of individual core pieces and hence the RQD value. It is believed that, provided the drilling operations are carried out by qualified personnel using modern equipment to produce core of at least 50mm in diameter, the RQD or similar fracture frequency indices are useful guides to the mechanical characteristics of a rock mass.

The presentation of results of the successful experiences involving the use of RQD would be useful in clarifying some of the uncertainty associated with these techniques and in convincing sceptical engineers of their value.

1.26 Lugeon test

This well known test, originally proposed by Maurice Lugeon as a criterion for groutability, is widely used to estimate the permeability of rock masses. The test involves packing off a section of borehole and measuring the amount of water which can be injected into the rock mass through this section in a given period of time and at an excess pressure of 10 kg/cm² (1 M Pa).

Several authors argue that this test is invalid in rock because an excess pressure of 10 kg/cm² is sufficient to open discontinuities and to change the permeability or the hydraulic conductivity of the rock mass. Indeed, if a great deal of trouble is taken to orient the hole at right angles to the set of fissures in which permeability is to be measured, to vary the packer spacing and the pressure of injection, a great deal of information can be deduced on the spacing and the opening of discontinuities. A further refinement to the Lugeon test, involving the use of four packers instead of two, has been proposed by Louis (1970). In this test, the central section between the second and third packers is the measuring section, while the two outer sections act as flow barriers which are designed to ensure that radial flow occurs in the measuring section (Fig. 7).

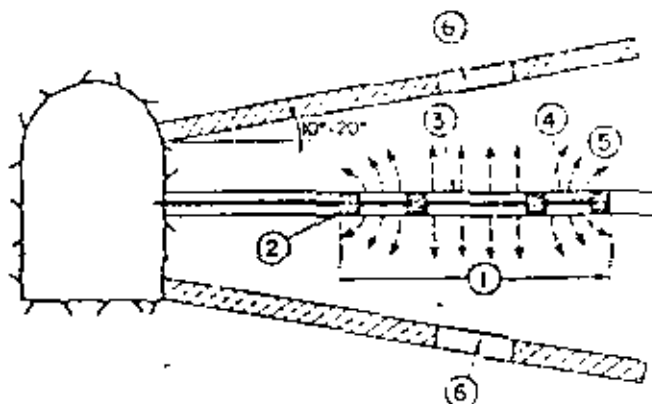


Figure 7 : Hydraulic triple probe for water tests. (Louis, C., 1970)

- (1) Probe.
- (2) Packer (0.8 m long).
- (3) Central measuring section (2 to 3 m long).
- (4) Outer flow barrier section (0.8 m long).
- (5) Flow lines (radial in central section).
- (6) Piezometers in lined holes.

A question that the general reporters raise is: are we really improving the Lugeon test which is extremely simple and adequate for most sites? The modifications to this test described above may give the illusion of great accuracy but this accuracy may not in fact be obtainable in a medium as complex as rock. While the reporters accept the need for the adoption of a scientific approach to the very difficult problem of water seepage in rock masses, they also feel that there is a need for a clear and unambiguous presentation of the results already achieved, so that the general reader can judge for himself whether progress is being made in this field. One question which will be discussed in more detail later in this report, but which has a bearing on the use of the Lugeon test,

GENERAL DISCUSSION

is: Does the flow net concept derived from the consideration of flow through porous media apply to rock masses or is it necessary to use an approach based on flow through individual discontinuities?

1.27 Jacking tests

Jack tests designed to determine the modulus of elasticity of a rock mass are more relevant to foundations than to rock slope design. Nevertheless, these tests are discussed in this common section because there are some cases in which results of jacking tests may give information on rock mass behaviour, which is useful to the rock slope designer.

Most jacking tests are interpreted in terms of the Boussinesq equations which provide a relationship between measured load and displacement and the modulus of elasticity. Since these equations are only valid for an elastic continuum, their use yields a modulus of elasticity for an "equivalent" continuous medium. Consequently, the first question which arises is: can the modulus of elasticity obtained by a jacking test be applied in the design of an engineering structure founded on a discontinuous rock mass?

Closer examination of the results of a jacking test shows that the relationship between load and deformation is generally non-linear. In other words, it is possible to infer from a given test several values of deformability depending on the magnitude and the sign (loading or unloading) of the applied load. In fact, these non-linear curves can be used as an additional identification index for the rock mass (Schneider, B., 1967). Correlations with other engineering properties have shown that various slopes of the curves (Fig. 8) are indicative of the fracture frequency and the mechanical behaviour of the rock mass. These identification indices may be useful during the preliminary site investigation. The non-linear load deformation curves obtained in jacking tests are also useful in establishing the stress limits beyond which the concept of modulus of elasticity becomes meaningless and where a foundation design based upon elastic theory could not be considered reliable.

Jacking tests are usually performed in adits where the reaction to the applied load is provided by the opposite side of the gallery. Surface tests can also be carried out if the load reaction is provided by deep anchors (Staeg, 1967). The main point of controversy in the use of these devices relates to the size of the loaded area and the magnitude of the applied load; small load area and high stress, or large load area and low stress? The second alternative is more expensive but probably closer to the conditions which will apply to the full scale structure. In fact, the crucial point of this argument is the question of what effect the scale of the structure has upon the foundation deformations. It is unlikely that this question will be resolved by theoretical discussions what is needed is a correlation between jacking test results and the deformation of foundations measured on full scale structures. Some attempts have been made to establish such correlations (Hard and Burland, 1969) but it cannot be claimed that this question has been adequately resolved.

Borehole jacks have been developed in several countries and have the advantage of being capable of installation at depth within a rock mass. The question

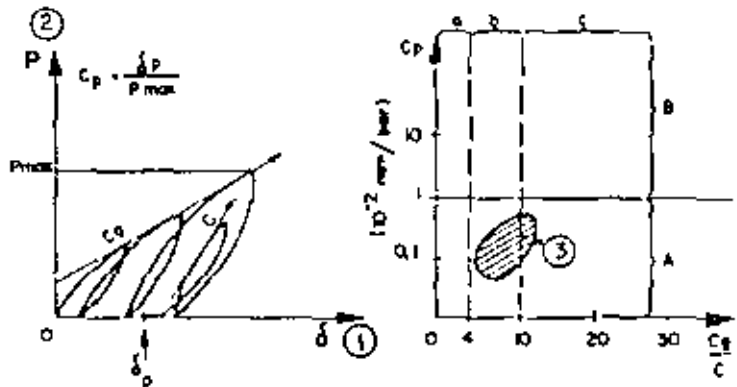


Figure 8 : The jacking test and its interpretation. (Schneider, 1967).

- (1) Displacement of plate.
- (2) Plate stress.
- (3) Points for a given site.
- C, C₀ Slopes.
- C_p in 10⁻² mm per bar.
- delta_p irreversible displacements.
- A Zone of practically elastic deformations.
- B Zone of important irreversible deformations.
- a Zone of compact rock.
- b Zone of average rock.
- c Zone of open jointed rock.

of scale effect is even more important in this case and many engineers will remain sceptical about their use until it has been convincingly demonstrated that the results are relevant to full-scale foundation design. The walls of a borehole, however, are less disturbed than the walls of an adit excavated by blast inc. This is in favour of the borehole jacks.

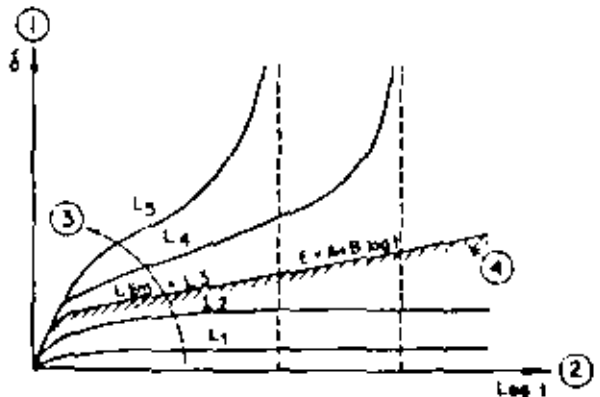


Figure 9 : Displacement versus time - Limiting load.

- (1) Displacement.
- (2) Time (log. scale)
- (3) Limiting load [L_{lim} = L₃]

Many jacking tests show that deformation is time dependent. It is therefore interesting to investigate the effect of sustained loading, although such tests are not often carried out in situ because of the high cost and time requirement. It has been suggested that the maximum strain rate under constant load that can be accepted is that corresponding to the upper linear curve in Fig. 9, in which strain is plotted against the logarithm of time. The load giving this behaviour is the maximum permissible load above which failure of the foundation will occur after a finite lapse of time. The tests can be carried out by plate loading at the rock surface, or by the use of borehole jacks. The influence of the scale of the test upon the time dependent characteristics measured is an important point requiring further investigation.

1.28 Residual stresses

Before applying a new load to a rock foundation, it may be important to know the magnitude of stresses of tectonic origin which already exist within the rock mass. A knowledge of these stresses is less important to rock slope engineers, although there may be cases where high stresses can develop near the surface, e.g. at the toe of a high cliff.

One method of stress measurement is to use a flat jack which is inserted into a slot cut into the rock and pressurised to restore the readings on a deformation gauge set across the slot. This method has the advantage of giving a direct measurement of the stress acting across the slot, but it has the disadvantage of being limited to shallow depth from the rock surface (Fig. 10).



Figure 10 : Flat jack test - cutting a slot with a circular saw. (Photograph by courtesy of S.E.I.L., Paris).

An alternative method is to use electrical resistance strain gauges, or photoelastic transducers which are glued into the borehole and stress relieved by over curing. These methods permit the measurement of stresses at depth within the rock mass, but the interpretation of the results, particularly in an anisotropic rock system, is difficult and there are sometimes significant variations between the measurements carried out at adjacent points in the same borehole.

In view of the relative unimportance of residual stress results in the design of surface workings, it is not considered appropriate that stress measuring techniques should be discussed in greater detail in this report. It is, however, hoped that the rock engineer's ability to measure stress will be improved as a result of the research activities of those who are concerned with underground excavation design and to whom residual stress is a crucial issue.

1.3 Laboratory tests

1.30 Introduction

Only a limited number of tests which can be carried out in the laboratory are considered relevant to rock slope or foundation design. The reason is that the behaviour of the rock mass is governed by the orientation and nature of the discontinuities in the rock mass, whereas the samples sent to the laboratory generally consist of the stronger rock material. There are, however, two reasons for studying samples in the laboratory. The first is that the behaviour of the material gives a clue to some of the problems which are likely to arise on the scale of the rock mass. In fact, the rock material is often a small scale model of the rock mass because it has passed through the same tectonic and geological history and the small scale features in the material are frequently closely related to the large scale features in the rock mass. Consequently, a test on a small sample of intact rock can frequently give a useful *identification index* which can assist in the engineering appraisal of the rock mass. A second reason for laboratory testing is that of convenience, provided that it is possible to obtain samples of rock and particularly of rock containing discontinuities such as bedding planes or joints. The best place to carry out these tests is in the laboratory. It must be emphasised that the laboratory need not be located in London or Paris and that a hut or caravan on some remote site can be an effective location for laboratory type work. The term laboratory testing is used here to differentiate between those tests which are carried out on samples which have been removed from the rock mass, and those tests carried out in situ.

The tests discussed here are only a few of those which can be carried out in the laboratory in order to understand the behaviour of rock. It has been assumed that the general reporter of Theme I will cover this subject more thoroughly and that only those topics of direct relevance to the design of surface workings will be dealt with in Theme III. It may be argued that many properties other than those discussed hereunder are useful for the study of rock properties required in the design of slopes and foundations. This question is open for discussion but the tests described are considered by these general reporters to be adequate for design purposes within the framework of currently available knowledge. These tests are:

GENERAL REPORT

- Compression tests (including point load tests)
- Radial permeability
- Shear strength of joints

1.31 Compression tests

The uniaxial unconfined compression test is a cheap and easy means for obtaining an identification index of the rock material. More elaborate tests, which are extremely numerous, have little practical value for slope and foundation design. The results of uniaxial compression tests, like all other tests on rock, invariably show a significant amount of scatter. This scatter is associated with the discontinuous nature of rocks; the engineering properties being governed by discontinuities which may range from grain boundaries on a small scale to joints and faults on a large scale.

Some authors have argued that the amount of scatter associated with the uniaxial compressive test is reason enough for the test to be discarded. On the other hand, some argue that the amount of scatter gives a useful qualitative indication of some aspects of the nature of the rock mass. The general reporters suggest the following qualitative indications may be

obtained by uniaxial testing: (a) the mean value of strength allows an initial classification of the site, (b) the variation in strength from one core to another gives an indication of the heterogeneity of the site, (c) variation in strength with the orientation of the sample gives an indication of the possible anisotropy of the rock mass, (d) scatter of the results of small sample tests gives an indication of the microfracturing of the rock as a result of previously applied tectonic stresses.

In order to minimize the time and expense involved in preparing the ends of specimens for uniaxial compression testing, it has been suggested that point load tests or Brazillian tests yield results of comparable accuracy. In these tests an unprepared piece of

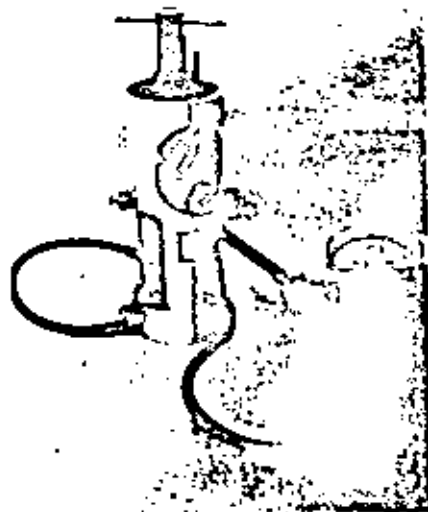


Figure 11a : Machine for point load strength determination. (Manufactured by Robertson Research)

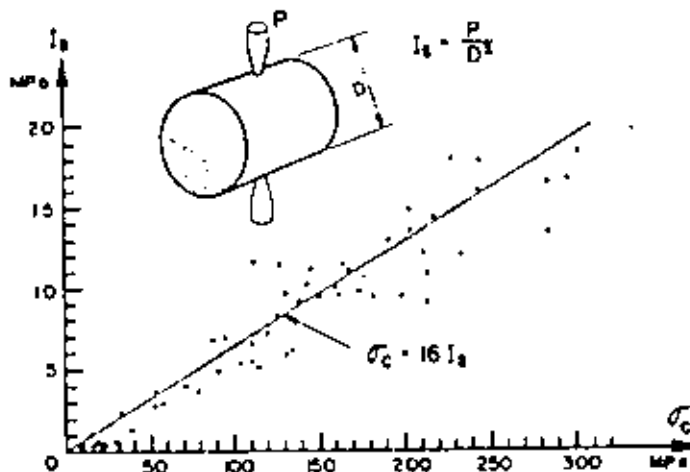


Figure 11b : Relationship between point load strength index I_s and uniaxial compressive strength σ_c .

rock core is loaded between two points (Fig.11) and the core is split as a result of tensile stresses developed across the core. This test, which is extremely cheap and quick to use during site investigations, provides results which are closely related to the strength of the rock material (D'Andreas, R.V., et al, 1965).

In addition to strength testing, measurement of the modulus of elasticity on cores of rock subjected to uniaxial loading is a basic means for determining this property of the rock material. This value must obviously be reduced when considering the deformation of a rock mass and the extent of this reduction is a question requiring further investigation.

1.32 Radial permeability

Radial permeability is also an indirect measure of the degree of fracture of a sample of rock material (Bernaix, J., 1967). In this test, cores with an axial hole (Figure 12) are subjected to radial permeation of water under pressure. The index measured in this test is the ratio $S = k(-1)/k(+50)$ in which $k(-1)$ is the permeability measured for convergent flow under a differential pressure of 50 bar. When S is high the rock material permeability is very sensitive to applied stresses, a phenomenon which is typical of fractured rock. The main value of this test is not for the measurement of the permeability of the rock material, which generally has little influence on the hydraulic behaviour of a rock mass, but of the degree of fracturing of the rock material. A great number of tests have shown the existence of correlations between the ratio S and the scatter of strength values, or the scale effect on strength.

The use of this simple test is therefore similar to that of the uniaxial compression test. The value obtained is, however, more clearly related to the degree of fracture of the specimen and it has little relationship to the mineral composition of the rock.

CENTRAL PLUMB

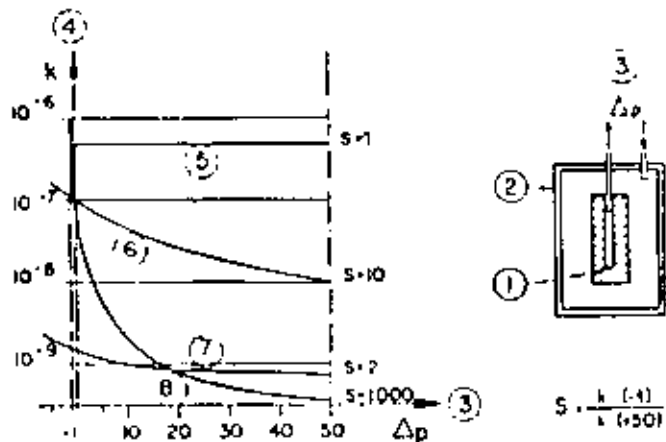


Figure 12 : Radial permeability test and curves for various values of index S (Bernaix, J., 1967)

- (1) Rock sample with axial hole.
- (2) Pressure cell.
- (3) Water pressure differential Δp (bar).
- (4) Permeability "k" (cm/s).
- (5) Oolitic limestone (no fissures).
- (6) Gneiss (average).
- (7) Gneiss (compact).
- (8) Gneiss (fractured).

1.14 Shear strength of discontinuities

Because the stresses acting on rock slopes and foundations are low, fracture of intact rock is seldom involved in the failure of these structures; their mechanical behaviour being governed by shear movement on discontinuities such as faults and joints. Consequently, determination of the shear strength of these discontinuities is a question of fundamental importance in the design of surface workings.

The surfaces of separation (stratigraphic layers such as bedding planes and geologically induced fractures such as faults and joints) have a tensile strength which is for all practical purposes zero, and a shear strength which depends on wall roughness, the infilling material and the amount of imbrication (arrangement of individual blocks). The most dangerous for stability are obviously the surfaces that are planar, smooth, filled with soft materials, of large area and not interlocked. This is the case of shear fault. Less dangerous discontinuities are those which have not been subjected to large shear displacements in the geological past and where there is some interlocking of surface roughness or cementing of the surfaces by precipitated infilling.

The difference in mechanical behaviour between these two types of surface is illustrated in Figures 13 and 14 in which shear stress is plotted against displacement and against normal stress. In the case of rough surfaces (curve A in Figure 13) interlocking of surface irregularities causes the sample to behave in an approximately linear-elastic manner for small displacements. At a given displacement, the peak shear strength of the surface is overcome as a result of over-riding or shearing through of the interlocking irregularities and a rapid drop in shear strength occurs as displacement is continued. Eventually, when

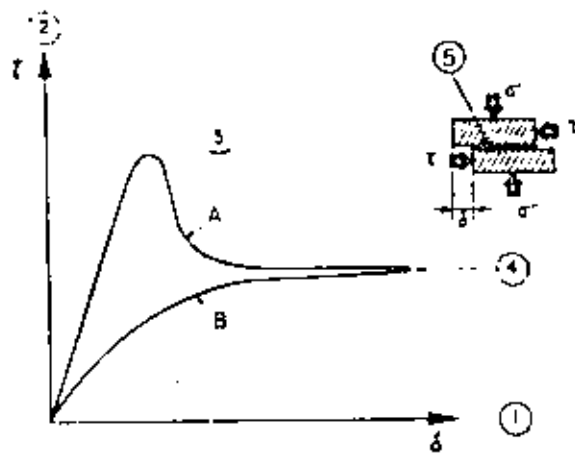


Figure 13 : Variation of shear resistance with displacement on a discontinuity.

- (1) Displacement.
- (2) Shear stress.
- (3) Peak shear strength.
- (4) Residual shear strength.
- (5) Pre-existing discontinuity.
- A Rough surface which has not been subjected to previous displacement.
- B Smooth surface which has been subjected to large displacement.

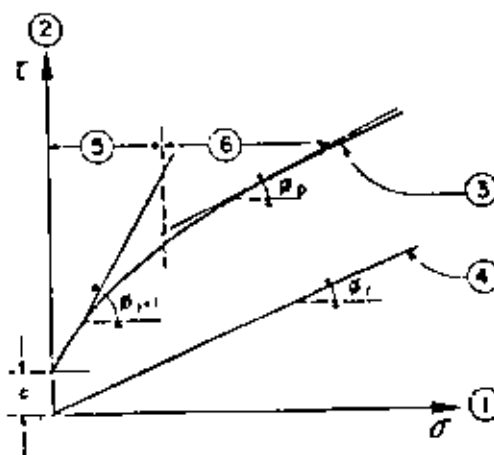


Figure 14 : Variation of shear strength with normal stress for peak and residual strength.

- (1) Normal stress.
- (2) Shear strength.
- (3) Peak strength.
- (4) Residual strength.
- (5) Dilation.
- (6) Shear.

the surfaces have been ground smooth, a residual strength value is reached.

In the case of smooth surfaces (curve B in Figure 13), the peak strength has already been exceeded during previous geological movement and the shear strength increases smoothly with displacement until the residual strength value is reached.

GENERAL THEORY

Considering the values of peak and residual strengths for various applied normal stress levels, the curves illustrated in Figure 14 are typical of the behaviour of rock surfaces. In the case of the peak strength behaviour, a small value of cohesion c may be present due to cementing of the surfaces. The curve relating shear strength and normal stress is generally non-linear as illustrated. This curve is steeply inclined at low normal stresses as a result of the interlocking of surface irregularities. Because of the high strength of the rock material from which these irregularities are formed, shear displacement at low normal stress takes place as a result of over-riding or dislocation in which the irregularities move over one another and the total volume of the specimen is increased. The slope of the curve at low normal stresses can be approximated by the angle $(\phi_i + i)$ where ϕ_i is the friction angle of the material surface and i is the average angle of incidence of the surface irregularities to the direction of shearing (Ratton, F.D., 1966). As the normal stress increases, the dilation of the specimen is inhibited and fracturing of or shearing through the interlocking surface irregularities commences. Eventually, the shear strength of the surface is controlled entirely by the shearing through of these irregularities and the inclination of the curve approaches the peak friction angle ϕ_p of the rock material.

all slopes should have failed at the residual friction angle of approximately 35° .

In the case of the smooth surface (curve 2 in Fig.13), the residual strength behaviour is defined by the friction angle ϕ_r and the cohesion c , for all practical purposes zero. Note that the friction angles ϕ_p and ϕ_r are not necessarily equal since the infilling material in the case of the smooth surface may have been altered by weathering.

An extremely important point which emerges from Figure 14 is that the residual strength of sheared surfaces is not influenced by the scale of the test. This is because the friction angle ϕ_r is a dimensionless number and, provided that there is no cohesion intercept, its value can be determined by tests on small samples (Londe, P., 1973). On the other hand, when large shear displacements have not already occurred in the geological past and when the sample displays a peak strength behaviour (curve A in Fig.13), both the cohesion c and the roughness angle i will depend on the scale of the specimen tested. The basic question which must be considered here is: can the values of cohesion and roughness angle determined in small scale laboratory tests be relied upon for the design of large engineering structures?

This question can only be answered by considering the behaviour of full scale engineering structures, such as rock slopes and Figures 15 and 16 illustrate an example of this type of analysis. In Fig.15, the results of a number of shear tests on porphyry joints are plotted and the lines A, B, C and D define the limits of scatter of the peak and residual strength values.

Fig.16, critical slope height versus slope angle relationships have been derived from the results given in Fig.15 and are compared with the slope height - slope angle relationship for nine porphyry slope failures in the Rio Tinto area. It will be noted that all the slope failures fall within the region defined by the residual strength parameters, although it should be noted that a small cohesion intercept (0.1 MPa) has been assumed for this analysis (Moek, E., 1970). Note that, unless the small cohesion value is included,

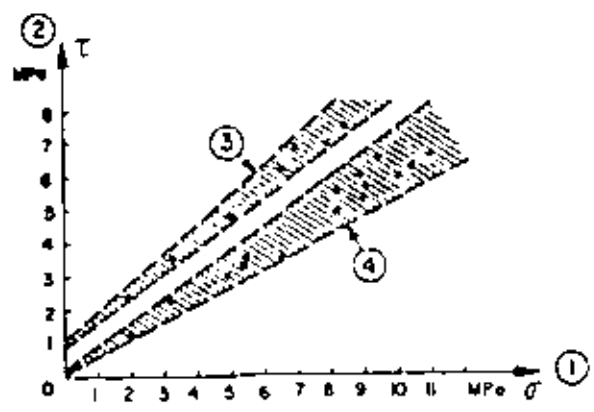


Figure 15 : Shear strength results for porphyry joints from Rio Tinto in Spain.
 (1) Normal stress (MPa)
 (2) Shear strength (MPa)
 (3) Peak strength
 (4) Residual strength.

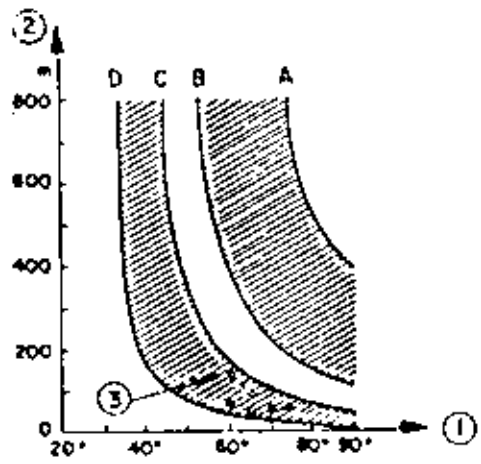


Figure 16 : Critical slope height versus slope angle relationships derived from figure 15 . compared with nine slope failures in porphyry.
 (1) Slope angle (degrees).
 (2) Slope height (meters).
 (3) Slope failures.

In Figure 17, values of cohesion and friction angle have been plotted from the results of a number of analyses, similar to that discussed above. Many of these results have been determined from relatively short term failures in small slopes and, included in the diagram, an arrow gives a qualitative indication of the influence of time and scale of the structure. This is a question which obviously requires a great deal of research and discussion but, as a result of their own experience, the reporters propose the following general rules:

GENERAL REPORT

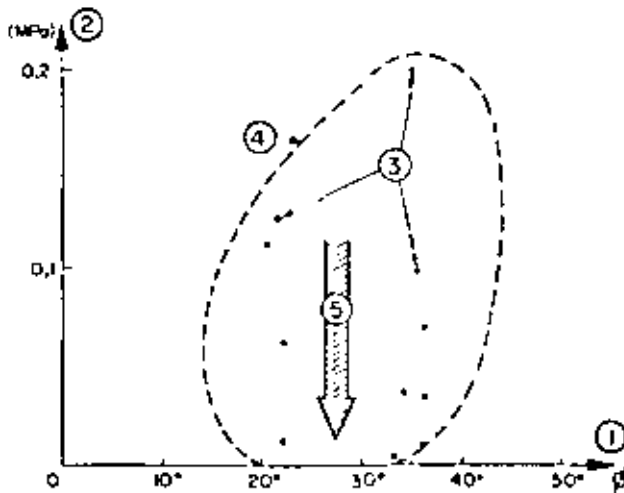


Figure 17 : Relationship between cohesion and friction angle determined by back-analysis of slope failures.

- (1) Friction angle ϕ (degrees).
- (2) Cohesion (Megapascals)
(1 MPa = $10 \text{ kg/cm}^2 = 142 \text{ lb/in}^2$)
- (3) Each point corresponds to an observed slope failure.
- (4) Boundary of suggested range of values which can be used for slope design.
- (5) Influence of time and size.

- a) When a very large structure such as an arch dam or major building foundation is being designed for conditions of long term stability (more than 100 years), it is recommended that the design based on zero cohesion and a residual friction angle ϕ_r , which can be determined in small scale laboratory tests.
- b) Where temporary rock structures of limited size are being designed, it is permissible to allow some cohesion and non-linearity of the shear strength versus normal stress curve, provided that these values are checked against typical values obtained from back analysis of failures in similar materials.

The general reporters regard it as irresponsible engineering practice to attempt to calculate the value of cohesion from the intact strength of small scale rock samples.

Several different types of direct shear machines have been designed and two typical designs are illustrated in Figure 18 and 19. The machine shown in Fig 18 is capable of testing relatively large specimens (approximately 400mm x 600mm) while the small machine shown in Fig.19 is designed for testing pieces of core or small hand samples. Friction angles measured in either of these types of machines tend to compare very well and, since the reporters do not advocate the determination of cohesion by laboratory testing, it makes little practical difference which one is used. The only reason for using the large one is when one has to test a thick joint.

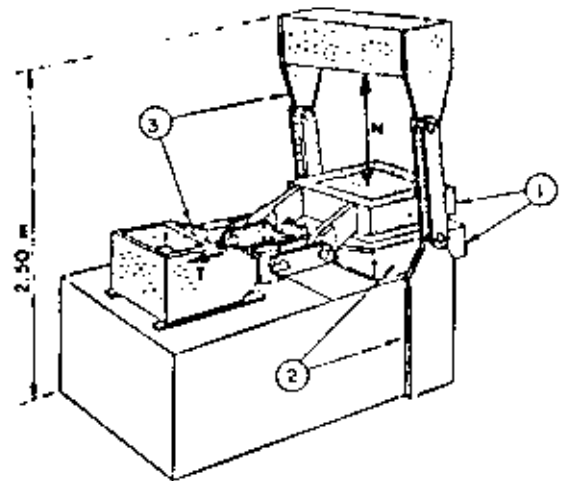


Figure 18 : Direct shear apparatus for testing rock joints in the laboratory (Hood, P., 1970)

- N Normal force.
- T Shear force.
- (1) Upper and lower parts of shear box.
- (2) Fixed parts.
- (3) Moving parts.

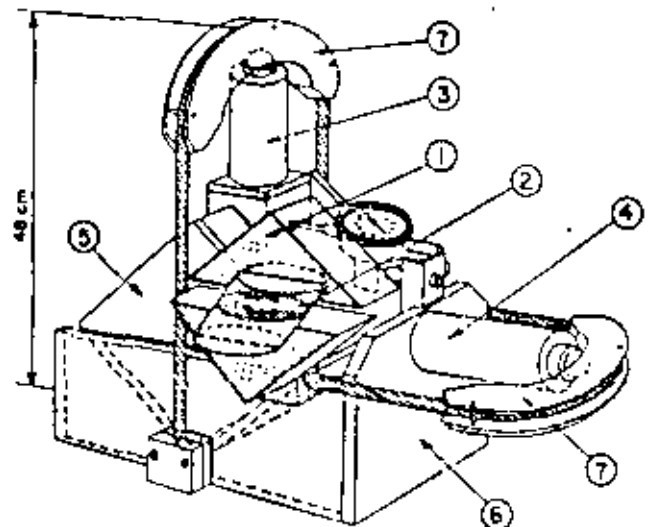


Figure 19 : Portable shear machine for use in site laboratories. Weight 400 N (Hock, E and Brav, J., 1973)

- (1) Concrete or plaster cast specimen mount.
- (2) Shear surface.
- (3) Normal load jack.
- (4) Shear load jack.
- (5) Upper shear box.
- (6) Lower shear box.
- (7) Rope load equaliser.

In order to estimate cohesion from large scale shear tests, many authors have reported the results of shear tests carried out in situ. In these tests, the specimen is cut free from the surrounding rock mass, with the exception of one side which is left attached.

GENERAL PRINCIPLE

Shear and normal loads are generally applied by means of flat jacks or hydraulic ram jacks and, because of the large size of the equipment required, these tests are extremely expensive. These general reporters do not recommend in situ shear testing except under very special circumstances. Many readers may wish to disagree with this recommendation and the reporters would welcome a general discussion on this topic.

2. DESIGN METHODS

2.0 Introduction

Before going on to discuss the design of rock slopes and foundations, it is necessary to consider the general question of how a design in rock should be approached. Having accumulated data on the geometry of the rock structure, the mechanical properties of the rock mass and the groundwater conditions, how is this information to be processed in order to arrive at an assessment of whether the overall design will be satisfactory?

Considering the large number of parameters which are involved in defining the behaviour of a rock mass, the fact that their measured values will be widely scattered and their inter-relationships ill-defined, it is clear that a precise assessment of the performance of a rock mass is not possible. In addition, it must be kept in mind that different criteria will have to be satisfied, depending upon the purpose of the rock structure. Hence, a safe slope may be regarded as one which remains standing for the duration of its working life while a foundation may be regarded as inadequate because of differential movements of relatively small magnitude which can induce failure in a structure such as a concrete dam.

In spite of these difficulties, it is, nevertheless, clearly necessary that some form of quantitative assessment of the performance of the rock slope or foundation should be attempted. The following chapter gives a brief review of the methods which can be used together with comments on the usefulness and limitation of each of the methods. Detailed discussions on the application of some of these methods to the design of rock slopes and foundations are given later in this report.

The following topics will be discussed in this chapter:

- Model studies
- Mathematical models
- Limit equilibrium methods
- Mechanical effects of water pressure
- Factor of Safety.

2.1 Model studies

Mechanical and civil engineers have made extensive use of models as design tools for many years. Hence, a complex component for an aeroplane, a car or a bridge can be made up at low cost as a reduced scale model and tested to destruction. Because the materials used are man-made and their behaviour is well known, precise model laws can be used for the interpretation of the results of such model tests. Consequently, such models are valid and valuable design tools.

Because of the difficulties involved in studying the behaviour of fullscale rock structures, it is not surprising that many attempts have been made to use models in much the same way as they are used in other branches of engineering. Two distinct types of physical models must be considered:

- a) *Homotopological Models* which are designed to study general behaviour patterns
- b) *Design Models* which are intended to provide quantitative information.

Models which are built up of simple bricks of plaster, cement, wood or any other material to represent a rock mass can provide extremely valuable information on behaviour patterns in such discontinuous systems. Such models have revealed previously unrecognised failure modes or have confirmed hypotheses built up by careful field observation. Note that these models are essentially *geometrical models* and that no serious attempt is usually made to simulate all the mechanical properties of the rock mass. Model studies of this type (Maury, V., 1970, Barton, N.R., 1970, Krsmanovic D., 1967, Goodman, R.E., 1972) have proved invaluable to research people and the writers strongly recommend the use of simple models to assist students and design engineers in understanding the basic behaviour patterns in discontinuous rock masses.

On the other hand, models which are intended to provide quantitative design information are not favoured by these general reporters. Even if it were possible to satisfy all the similitude requirements, the amount of time required and the cost of constructing a detailed design model is such that it is most unlikely that more than one model will be built for any particular problem. Such a model, if well made, may create an illusion of great accuracy and may encourage the designer to accept a single set of result results without considering other failure modes and behaviour patterns. Hence, while value of models as research and educational tools is not questioned, their use as design tools is not recommended since their use defeats the basic object of a good design - to consider all possible combinations of parameters and to arrive at a balanced judgement. A "precise" answer based upon an inadequate set of assumptions is of no use to the design engineer.

2.2 Mathematical models

Two types of mathematical model are relevant to this discussion:

- a. Finite element models
- b. Dynamic relaxation models

Recent developments in both finite element (Goodman, R.E. and Dubois, J., 1972) and dynamic relaxation models (Cundall, P., 1971) have extended the methods to make it possible to deal with *discontinuous systems* and *simple three-dimensional problems*. Although the mechanical properties of all the elements in a discontinuous rock mass are difficult to represent and although the capacity of present computers limits the size of problem which can be dealt with, the writers are confident that further development of these techniques will provide engineers of the future with very powerful tools. Compared with physical models, these mathematical models will be both cheaper and

GENERAL METHOD

quicker to operate. Their one outstanding advantage is the possibility, at small additional cost, to vary each of the parameters involved in order to check the sensibility of the design to these variations.

In spite of general optimism about the development of these tools, there are still serious barriers to their effective use as design methods. These barriers involve the difficulty of supplying adequate input data for a meaningful analysis. Consider a relatively simple stability problem involving a rock mass with three intersecting sets of discontinuities and subjected to water seepage. The input data required for a mathematical model of this problem are:

- 1 values for friction angles
- 1 values for cohesion
- 3 values for hydraulic conductivity
- 1 values of compression modulus
- 1 values for shear modulus
- 1 values for dilatancy coefficient

A total of 18 variables, each having a range within which its values can be scattered. In addition, the hydraulic boundary conditions (generally very poorly known) have to be defined.

The simple question which must, therefore, be considered is "can input data be obtained for real problems which will permit a meaningful mathematical model to be used for design purposes? The answer, in the case of typical problems encountered by the design engineer, is no. Consequently, the conclusion must be that these mathematical models are extremely useful research tools but must be used with caution if applied to real problems.

2.3 Limit equilibrium methods

The most important failure modes in rock masses which are subjected to low loads (i.e. surface workings) are associated with movement on pre-existing discontinuity surfaces (faults, bedding planes, joints etc.). If failure of the intact rock material and deformations within the rock mass are ignored, a simplified mathematical model of the failure process in a rock mass can be constructed. In this model it is assumed that sliding of blocks of material occurs when a condition of *limiting equilibrium* is reached, i.e. when the driving forces due to gravity and water pressure are exactly balanced by the resisting forces due to friction and cohesion. Because deformation of the rock mass is not considered, large blocks, which are assumed to remain intact, can be considered and the force system can be simplified to a few total forces acting at specific points on the surface of the blocks. The problem of a wedge of rock resting on three intersecting discontinuities can now be solved on the basis of:

- 3 values for friction
- 3 values for cohesion
- 1 values for forces due to water pressure

A total of nine variables. As discussed in section 1.3), a critical structure is normally designed on the basis of zero cohesion and hence this number of variables can be reduced to 6 for such cases.

Graphical and analytical limit equilibrium solutions to a variety of rock stability problems have been published (Nietke, W., 1965, Lande, P., 1965, John, K., 1968, Lande, P. et al., 1969 and 1970, Hendron et al., 1971, Hoek et al., 1973). These methods are the most widely accepted and commonly used design tools in

surface rock engineering because they are simple and quick to apply and because they permit a rapid assessment of the influence of variations in all the parameters involved in the solution. The graphical methods are particularly useful for field applications and can play an important part in the progressive design of site investigations - each step in the investigation being designed to check specific features which the analysis has shown to be important.

This approach has, of course, some limitations. The conditions of limiting equilibrium are assessed without taking the deformations of the rock mass into account. If the rock mass is to act as a foundation, these unknown deformations may be unacceptably large and it is therefore necessary to carry out additional work (Fig. 2) to check this deformation behaviour. The assumption that the sliding mass remains intact may also be unrealistic and practical observations suggest that the breaking up of a block of rock during the early stages of sliding will have a significant influence upon the behaviour of a slope. In some cases, improved drainage due to opening up of fractures may be sufficient to stabilise the slope.

Are these limitations serious enough to overcome the advantages of the method? The answer seems to depend upon which point of view is taken. The responsible engineer should be concerned with the detection of factors important in controlling the stability of his particular site rather than with "accurate" computations. Once these factors have been identified, realistic practical decisions can then be taken on the steps which are necessary to ensure that the rock mass will behave in a reasonably predictable manner. On the other hand, the research scientist is concerned with understanding the full picture, hopefully in order that he may be able to evolve better design methods. Consequently, he may feel that the assumptions upon which the limit equilibrium methods are based are unacceptable and that the more comprehensive treatment provided by mathematical models is preferable.

The general reports feel that both points of view are valid and the development of these and other methods is necessary provided that the final aim of designing safe rock structures is kept clearly in mind.

2.4 Mechanical effects of water pressure

2.40 Introduction

A rock mass is seldom dry. Water seeps through fissures as soon as a hydraulic gradient develops, either from rainfall or from water present in a dam or from the creation of an excavation below the water table.

Only the mechanical effects of water seepage will be considered here, that is the influence of fissure water pressure upon stability - an influence which is unusually important and is sometimes the governing factor in a slope or foundation design.

In order to determine the pattern of water forces developed by the flow of water in a rock mass, the designer has to know or to make assumptions on the flow conditions. This is an extremely difficult problem.

Firstly, the answer depends upon the geometry of the structural discontinuities in the rock mass and, as pointed out in section 1.21, this geometry is difficult to ascertain. Secondly, it depends upon the boundary conditions of the hydraulic field (including

GENERAL DISCUSSION

type - transient or steady state seepage). Thirdly, changes in fissure opening as a result of deformation (some of which are due to the water pressure itself) can significantly influence the hydraulic conductivity of the rock mass. Fourthly, there is a marked scale effect in hydraulic conductivity measurements.

No general solutions which will allow all these conditions to be considered are yet available. There are, however, some simplified models which are very useful to the designer in that they enable him to appreciate the possible influence of water pressures on the stability of rock masses and, also, provide guidance on appropriate corrective actions.

2.41 Forces developed by water seepage

The water flowing in fissures in a rock mass has a hydraulic head at each point and this allows us to extend, to these systems, the concept of potential gradient used in the hydraulics of porous media. The forces developed by seepage flow are body forces applied to the intact rock and are proportional to the potential gradient. These forces have to be added to the forces generated by buoyancy.

The hydraulic conductivity of a rock mass is controlled by the discontinuities which have a much higher "permeability" than the rock material. Because of the inherently anisotropic nature of the rock mass, the hydraulic conductivity is anisotropic and the forces due to water pressure have preferred directions. In some cases, these forces are detrimental to stability since they have magnitudes approaching that of other forces (such as weight of the rock mass or the thrust from a structure) and act in unfavourable directions (such as towards the free faces of the rock mass).

The concept of a conductivity tensor to represent both magnitude and direction of hydraulic conductivity in a rock mass is an interesting research topic (Maini, V.S.T., 1971) but it cannot be claimed that it is a practical design tool. Consequently, the only approach available to the design engineer is to consider a number of simplified models of possible flow behaviour in order to obtain a qualitative assessment of the influence of the forces developed by water flow in a rock mass. Hence, schematic flow nets which allow for the anisotropic nature of the rock can be used to estimate the magnitude of water pressures which can be used in stability analyses (Sharp, J.C., Hoek, E., Bryner, G.O., 1972). It is important that the method of stability analysis should allow a wide range of possible forces due to water pressure to be considered in order that the sensitivity of the design to these variations can be assessed (Londe, V. et al 1969 and 1970).

A disadvantage of using flow nets for assessing water forces is that they assume a static flow situation. In fact, forces due to water pressure may change in magnitude and direction due to deformation of the rock mass and, under some circumstances, the forces due to water pressure may disappear due to increased permeability resulting from deformation while, in other cases where a large supply of water is available from a reservoir, the forces may persist due to the greater flow volumes. Consequently, the concept of water energy is probably necessary for a full understanding of the response of a rock mass

to water flow. An interesting question for discussion is whether it is possible to introduce this concept into a practical stability analysis.

A considerable amount of attention has been devoted to defining the type of water flow in rock masses - whether it is laminar or turbulent. Research studies have shown that the type of flow has relatively little influence upon the forces which are developed but that the quantity of flow can be significantly different from that predicted by simple models. (Louis, C., 1970, Sharp, J.C., 1971, Louanna, P., 1972).

2.42 The planar fissure model

Several authors have shown, by theory or by experiment, that in a rock mass where all the discontinuities are planar and of constant opening from node to node, the modulus of deformation of the rock mass is very low as compared with the modulus of deformation of the rock material. Obviously, in such a system, the opening of the discontinuities will change significantly with applied load.

Applying the laws of hydraulics, linear or otherwise, to this behaviour may produce extremely spectacular changes in hydraulic conductivity for moderate variations in stress (Seralin, J.L. and Del Campo, A., 1965, Londe, P. and Sabarly, E., 1966). These changes could result in the completed engineering structure having a behaviour pattern entirely different from that predicted from site investigations carried out on an unloaded rock mass. The application of this model to engineering design has two important consequences. Firstly, any stability analysis must include extreme water pressure conditions resulting from stress changes and, secondly, the design of remedial measures should take this extreme behaviour into account.

A discussion on the validity of this model would be useful since it has a great practical significance, particularly for foundation design.

2.43 The preferential channel model

Practical observations of the flow of water from discontinuities exposed in adits shows that, in some rock types, water flows through preferential channels which are usually located within the planes of the discontinuities (Sabarly, E. et al, 1970).

Examination of a model where all water seepage occurs through such preferential channels leads to an important conclusion: in this case, drainage will not have a significant influence upon the flow conditions except where a drain happens to intersect a channel. Consequently, drainage will not be effective as a corrective measure for improving stability. This conclusion has very serious implications since drainage is an essential feature in the design of many foundations and slopes.

Whatever one's personal opinion on this model, it seems important to answer the following questions:

- a) How can the seepage of water which takes place through channels in a rock mass be detected?
- b) Can the "permeability" of a rock mass with preferential channels be controlled by

GENERAL REMARKS

routing?

- c) Is it possible to drain such a rock mass, possibly in different drainage systems?

While it is unlikely that an actual rock mass will correspond to either the planar fissure model or to the preferential channel model, these models do represent extreme situations which the designer has to consider as "the most unfavourable mechanical possibilities which could be expected" (Terzaghi, K., 1929). This is a basic principle of rock design when the safety of a large structure is involved.

2.5 Comments on the use of a Factor of Safety

One of the most controversial questions in rock engineering is concerned with the use of the factor of safety concept. Is the factor of safety of a slope or a foundation meaningful or is it, as some writers have suggested, a totally misleading and useless concept?

The factor of safety for a rock slope may be defined as the ratio of the total force available to resist failure to the total driving force tending to induce failure. In the case of a foundation, the factor of safety may be considered as the ratio of the amount of deformation anticipated as a result of movements within the rock mass to the allowable deformation of the structure.

In the case of a rock structure in which a large number of ill-defined parameters interact in a complex manner, the calculation of safety is a much less satisfactory process.

Should the entire concept be rejected? Are there alternative methods which are more acceptable?

One possible approach which has been discussed by several authors is the probabilistic analysis of variables leading to a concept of safety in terms of a given probability of failure. This definition of safety is, in itself, a problem since many clients find it extremely difficult to accept an admission by the consulting or design engineer that there is a possibility however small, of failure. A factor of safety of 1.5 or 2.0 may be regarded as acceptable because it represents a familiar situation which experience suggests will be safe while a probability of failure of 1 in 100,000, which may mean precisely the same thing, will be treated with suspicion.

If the probabilistic approach was inherently superior to the factor of safety approach, this problem of definition could be overcome in time since it is basically a question of education. A more serious difficulty, however, is the difficulty of dealing with the large number of variables involved in the problem. Some mathematicians may be confident that these problems can be solved by probabilistic methods, but most engineers are certainly not convinced that these methods are reliable - even if they can understand the mathematical jargon which tends to be used to excess.

These general reporters feel that probabilistic methods have a great deal of merit and that further developments and a greater familiarity with the techniques will eventually result in these methods

gaining wider acceptance as practical design tools. The present conclusion, however, is that probabilistic methods are not yet sufficiently developed for general application in rock engineering.

In the absence of acceptable probabilistic methods and as an alternative to the use of a single value for the factor of safety in an engineering design, an approach which is frequently used is to analyse the sensitivity of the design to changes in significant parameters. There are several methods available for doing such a sensitivity analysis and two examples are given below:

- For the condition of limiting equilibrium, calculate the value of one of the important parameters required to satisfy the conditions being studied for a range of values of the other parameters involved. Hence, the value of cohesion required to satisfy the condition of limiting equilibrium in a slope problem can be calculated for a range of friction angles and groundwater conditions. An example of this type of analysis is given in section 1.3.
- By varying each significant parameter in turn while keeping the values of other parameters constant, the sensitivity of the factor of safety to variations in each parameter can be evaluated. The rate of change of factor of safety probably has more significance in engineering design than the value of the factor safety itself because this rate of change is indicative of the importance of each parameter and of whether the behaviour of the structure can be controlled by artificially inducing changes in these parameters.

Graphical presentation of the results of these sensitivity analyses is of the utmost importance since it is only when the variations which have been computed are clearly displayed that they can form the basis of sound engineering decision making. The computer, with its ability to check a large number of variations rapidly and to display the results of these computations in various graphical forms has a very important part in this type of analysis.

The conclusion of this section is that the concept of factor of safety is not easily used in rock engineering but that the rate of change of factor of safety is probably the most reliable indicator of engineering behaviour which is currently available. This subject certainly deserves a wide and open discussion and it may well form the theme for a future Congress.

3. ROCK SLOPES

3.1 Introduction

This chapter is devoted to the application of rock mechanics to rock slope engineering.

The rock slope engineer is primarily concerned with ensuring that a slope will not fail or that, if failure is allowable, it should occur in a predictable manner. Except when a slope is also to act as a foundation, the deformation of the rock mass into which the slope is cut is of secondary importance.

GENERAL REPORT

In contrast to the foundation engineer, who is generally concerned with a specific site of limited extent, the slope engineer may be involved in designing many kilometers of highway cuttings or the overall slopes of an open pit mine. Since neither the time scale nor the economics of such a project allows a detailed investigation of each slope, it is essential that the slope engineer should work in a system which allows him to eliminate stable slopes at a very early stage of his investigations and to concentrate his attention onto those slopes which are critical.

Figure 1 shows that very crude stability analyses should be carried out at an extremely early stage of a project when only the most rudimentary geological data is available. These analyses should permit the engineer to differentiate between those slopes which are obviously stable and those in which some risk of failure exists. They should also be used as an aid to the planning of site investigations to ensure that a maximum amount of relevant information is obtained at minimum cost. More detailed types of analyses, applied only to critical slopes, are only justified when detailed information on the structural geology, the groundwater conditions and the mechanical properties of the rock mass is available. Such analyses should permit a consideration of the widest possible range of conditions rather than being confined to the production of a "precise" answer for a particular set of assumptions.

Having established that a given slope is potentially unstable, the designer has then to consider whether its stability can be improved by changes in geometry, by drainage or by reinforcing the rock mass. In some special circumstances, particularly in mining, an economical solution may be to accept the risk of failure and to make provision to predict and to accommodate this failure with the minimum of risk of loss of life or damage to property.

The following topic will be discussed in this chapter:

- Recognition of slope failure modes
- Simple slope design charts
- Influence of water pressure on stability
- Design of critical slopes
- Increasing the stability of slopes
- Prediction of slope failure

3.1 Recognition of slope failure modes

The importance of structural geology in controlling the stability of a rock slope has already been emphasised and the first stage in any stability analysis involves a recognition of the most likely failure modes for a particular combination of geological features.

Without doubt, the most effective means of recognising these different failure modes is to use a graphical presentation of all the relevant structural geology data together with the proposed slope geometry with the aim of detecting patterns which are representative of the different types of failure. A convenient presentation is to use a large topographic map of the site and to plot the geological data on small diameter stereonets (equal-area or equal angle spherical projections) which are pasted onto the map at the observation points (positions of boreholes

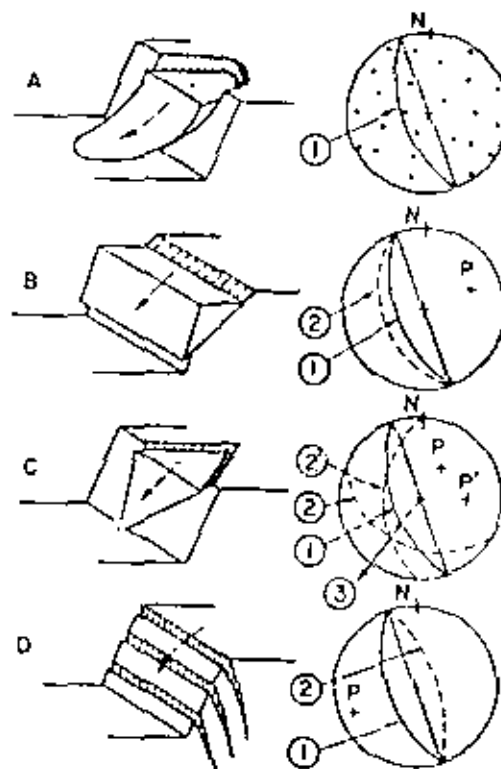


Figure 20 : Recognition diagram for different types of slope failure. (Lower hemisphere equal area projection).

- A Circular failure in soil, waste rock or heavily fractured rock with no identifiable structural pattern.
- B Plane failure in highly ordered structure, e.g. slate.
- C Wedge failure involving sliding along the line of intersection of two planes.
- D Toppling failure in hard rock with steeply dipping discontinuities.
- (1) Slope face.
- (2), (2') Discontinuity planes.
- P, P' Poles of planes.
- (3) Direction of sliding.

or outcrops). The proposed slope geometry can then be overlaid on these plots to check the likelihood of different types of failure. Recognition diagrams for four important types of slope failure are presented in Figure 20 and, once the designer has become familiar with these diagrams, the recognition of potential failure is relatively simple.

An essential feature of this early consideration of stability is that the designer should attempt to keep an entirely open mind, being prepared to consider all possible types of slope failure, including those which he knows that he will be unable to analyse. The early recognition of a potential failure will allow remedial measures to be carried out at the design and construction stage. Such measures are invariably cheaper and more effective than corrective measures which have to be taken in the case of a slope which is found to be unstable during an advanced stage of the construction.

GENERAL REMARKS

It must, however, be made clear that not all potential slope failures can be recognised before construction commences since critical geological features may not be exposed or may have been missed during preliminary site investigations. The designer must, therefore, make provision for both time and finances to deal with *unforeseen problems* which may arise during construction. He should also ensure that facilities are available at short notice for the implementation of any remedial measures which may be required.

3.2 Simple slope design charts

Ever since Taylor published his simple slope design charts in 1937 (Taylor, D.W., 1948), soil engineers have made use of these and of more elaborate charts for the preliminary analysis of circular failure in soil slopes. These charts have proved to be invaluable aids to the designer in that they permit a rapid assessment of stability under conditions where a detailed analysis would not be justified. Can such charts be used for rock slopes in which failure is controlled by pre-existing discontinuities?

Since it is only possible to graph a limited number of variables, the first step in producing a meaningful rock slope design chart is to consider whether there are a few variables which are so important that, by setting all other variables to zero and considering only these few, a reasonable approximation to the answer can be obtained. In the case of a rock slope design, this process can best be illustrated by means of a practical example.

Figure 21 illustrates the geometry of a rock slope containing a wedge separated from the rock mass by three intersecting discontinuities - one tension crack and two planes on which sliding can occur. This type of problem has been analysed in detail by Hoek, E., Bray, J.W. and Boyd, L.H., (1973) and the proportions of the different forces acting on a particular wedge are given in the pie-chart in Figure 21.

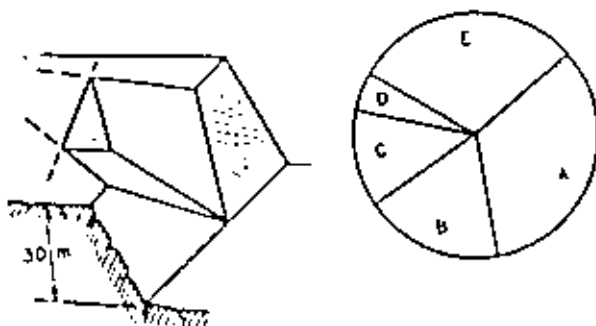


Figure 21 Contribution of different forces to the stability of a wedge separated from the rock mass by three intersecting discontinuities.

Resisting forces :	
A Friction on sliding planes	33%
B Resistance due to cohesion	19%
Disturbing forces :	
C Uplift forces due to water pressure on sliding planes	13%
D Force due to water pressure in tension crack	5%
E Component of wedge weight acting down line of intersection	30%

Note that the two items, A (frictional resistance on the sliding surfaces) and E (component of the weight of the wedge acting down the line of intersection) contribute 63% of the total of all the forces acting on the wedge. Both of these items depend upon the geometry of the wedge and it can be shown that only six variables (the dips and dip directions and the angles of friction of the two planes on which sliding takes place) are necessary completely to define A and E (Hoek, E., 1973). A set of simple charts have been prepared by combining these variables into groups and these charts may be used to improve upon the assessment of stability provided by the recognition diagrams illustrated in Figure 20. An example of the use of these charts is presented in Figure 22.

Note that the factor of safety derived from these charts is independent of the height or the angle of the slope face. This is because the only strength parameters involved in the calculation are the friction angles which, as pointed out in section 1.33, are independent of the dimensions of the sample. Although these calculations are based upon a very much simplified set of assumptions, and do not therefore provide absolute values, they have made possible the production of a very useful design index for rock slope engineers. An interesting question is - are there other simple relationships of this type which could be utilised in deriving simple design charts for other modes?

3.3 Influence of water pressure

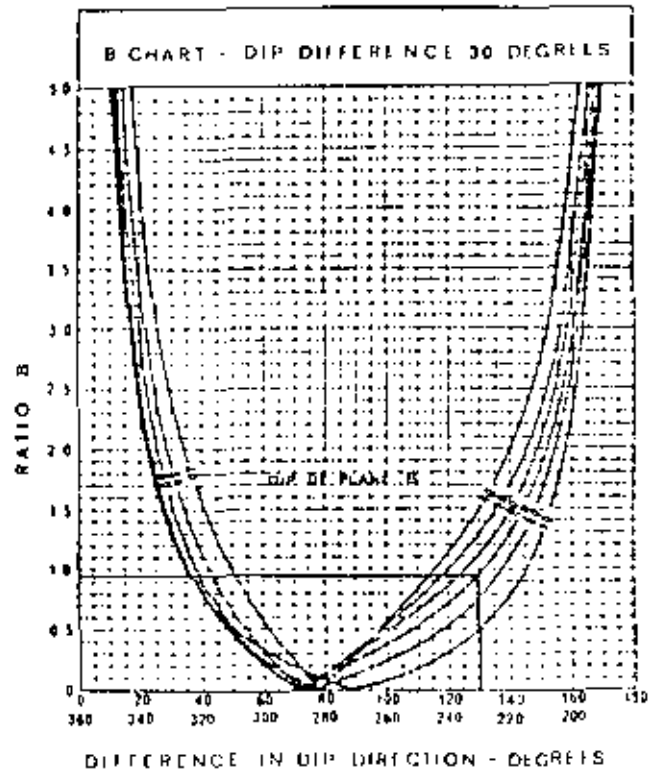
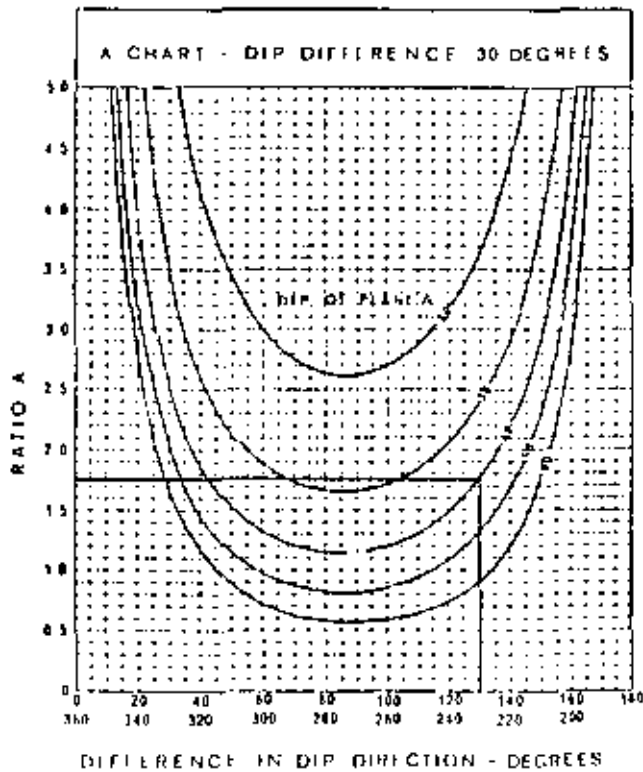
Figure 21 shows that, for the example considered, water pressure in the tension crack and on the planes along which sliding occurs contribute 18% of the total of the forces acting on the wedge. For steeper slopes with very deep filled tension cracks, this proportion can rise as high as 50%. A consideration of the influence of water pressure upon the stability of a slope is obviously of major importance but how should this influence be evaluated?

The difficulties of adequately defining the water flow pattern in a rock mass have already been discussed (section 2.4) and the reader will appreciate that a precise calculation of the influence of water pressure upon slope stability is not possible. However, in view of its importance, the only reasonable approach is to base the calculation upon the worst set of conditions which can be anticipated and to use the results of these calculations as an aid to judging the consequences of probable groundwater conditions in the rock mass under consideration.

An example of such a calculation is presented in Figure 23 in which the shear strength (friction and cohesion) required for limited equilibrium in a 25 meter slope, in which two-dimensional plane failure occurs, is plotted for a number of different assumptions. The dotted line included in this figure surrounds the shear strength values obtained from the back-analysis of a number of slope failures (Figure 17) and this type of composite plot assists the slope designer in judging how important various changes are in relationship to the shear strength available.

In this example, relatively low shear strength values are required to ensure the stability of a dry slope. Note that the presence of a tension crack (line 2) does not significantly reduce the stability of the

GENERAL REPORT



Example of determination of factor of safety for dry cohesionless slope with potential wedge failure.

	Dip	Dip direction	Friction angle	Tan ϕ
Plane A	50°	120°	20°	0.364
Plane B	30°	210°	30°	0.577
Difference	30°	120°		

From charts : A = 1.75 and B = 0.95,

Factor of Safety $F = A \cdot \tan \phi_A + B \cdot \tan \phi_B = 1.75 \times 0.364 + 0.95 \times 0.577 = 1.18$

Figure 20 : Example of simple wedge failure charts for slope design.

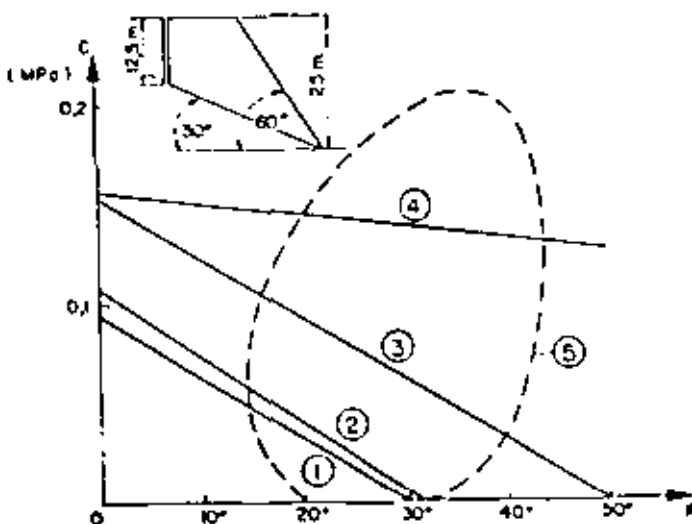


Figure 21 : Shear strength mobilized for various conditions of two-dimensional plane failure.

- (1) Dry slope with no tension crack.
- (2) Dry slope with tension crack.
- (3) Slope with water-filled tension crack.
- (4) Slope with water-filled tension crack and water pressure on failure surface.
- (5) Boundary of zone of observed slope failures (see Figure 17).

slope provided that there is no water present. When the tension crack becomes water-filled under conditions of heavy rain or due to poor control of surface drainage, a significant increase in shear strength is required to maintain stability (line 3). The most severe conditions which could occur in very heavy and prolonged rain which could result in the slope

GENERAL REMARKS

becoming completely saturated (line 4) would almost certainly produce failure in this slope. While the conditions giving rise to line 4 may be very rare, their inclusion in the calculations give a clear indication of the sensitivity of the slope to water pressure. An example of a slope which failed with considerable violence due to the filling of a deep tension crack during heavy rain has been analysed by Roberts and Hoek (Roberts, D. and Hoek, E., 1973). In this case, the factor of safety of the slope was found to reduce from approximately 1.2 for a dry slope to about 0.8 for a saturated slope. Although these values themselves may not be accurate, their difference and the understanding of the mechanism which leads to this difference is important and this analysis enabled the designers to implement simple drainage measures to prevent the recurrence of these extreme conditions.

Some indications on the drainage measures which can be applied to a rock slope will be given in a later section of this chapter.

1.4 Design of critical slopes

A large proportion of the total number of slopes which the average engineer will be called upon to design can be dealt with by means of the simple techniques already described. Occasionally, however, a situation may arise in which obvious and inexpensive steps such as minor changes in slope geometry or simple drainage measures cannot be applied. Under these circumstances, the slope designer may be faced with a critical problem in which it is essential that a more detailed evaluation of the stability of the slope and of the effectiveness of more elaborate corrective measures should be undertaken.

The first and most important step in this analysis is the acquisition of reliable data on the structural geology, the mechanical properties of the rock mass and the possible variation in groundwater conditions. Unless such data is obtained, any subsequent calculation will not only be a waste of time but may even be misleading since it may generate a false sense of security in the designer who has been through the calculations but who may have failed to account for some critical factor in the slope. The collection of this data may involve the drilling of additional boreholes, the testing of samples to establish the shear strength of the discontinuities and the carrying out of pumping tests and the installation of piezometers to detect changes in groundwater conditions. Whenever possible, *existing slope failures* in the same rock types in the area should be carefully studied and an attempt made to deduce the shear strength which was mobilised in these failures. (Natural slope failures may give misleading values because of the very long time scale involved in such failures and back-analysis should therefore be confined to excavated slopes).

Once this data has been obtained, a detailed analysis of the stability of the slope and of the effectiveness of remedial measures can then be carried out by means of techniques which permit the inclusion of all the relevant variables in the analysis. Such techniques have been described by Londe, Vikiar and Vormeringer (1970), Hendron, Cording and Aiber (1971) and Hoek, Bray and Rowl (1971). Because of the complex inter-relationships between the large number of variables involved in these problems, the calculations are generally carried out with the assistance

of computers.

It must be emphasised that, in spite of the versatility of these types of calculations, they are still based upon simplified models of the actual failure processes which take place in the slope. The designer should, therefore, beware of falling into the trap of relying too heavily upon the results of such analyses which should be used to assist but not to replace the judgement of the engineer. These analyses show, in the same way as do less elaborate methods the sensitivity of the slope to the various assumptions which have been made.

3.5 Increasing the stability of slopes

There are four basic methods for increasing the stability of rock slopes:

- a) Changing the slope geometry
- b) Drainage of groundwater in the slope
- c) Reinforcement of the rock mass
- d) Control of blasting

3.5.1 Changing the slope geometry

Changing the geometry of the slope generally means reducing the slope height or reducing the angle of the slope and, when it is possible to implement this remedial measure, it is generally the cheapest means of improving the stability of the slope. It is however, not always the most effective measure since reducing the height or the angle of the slope not only reduces the driving force tending to induce failure but it also reduces the normal stress and hence the frictional force resisting sliding. Consequently, before implementing this measure, it is essential to check whether it will be effective. As a general rule, very steep slopes can most effectively be stabilised by reducing their height while relatively flat high slopes can be stabilised by reducing the slope angle, provided that the stability is not controlled by major geological structures such as faults.

In addition to the slope height and the slope angle, the geometry of the slope as seen in plan has a significant influence upon stability. Correct alignment of the slope face with respect to the dip directions of the major structural features in the rock mass will reduce the number of these features which will "daylight" in the slope and hence improve the stability of the slope. Relatively small changes in the position or alignment of the slope face can result in considerable improvements in stability and this should be regarded as both a design and a remedial measure. Whenever possible, the creation of "noses" in slopes should be avoided since slopes which are convex and in which a number of features daylight are inherently less stable than concave slopes where good lateral restraint is provided by the curvature of the face.

One major advantage which changing the slope geometry has over other methods of improving the stability of slopes is that its effects are permanent. This is because the improvement in stability is achieved by a more effective utilisation of the inherent properties of the rock mass and by making permanent changes to the force system in the slope. This force system can also be changed by drainage and by reinforcement but these changes may be reversed if

GENERAL REPORT

low trains become blocked or if the load carrying capacity of the reinforcement is reduced. Consequently when methods other than changing the slope geometry are used to improve stability, it is essential that these remedial measures be inspected and that a check should be made at least once a year (preferably just before the wettest season) to ensure that these measures are still effective.

3.52 Stone drainage

From the discussion on the influence of water pressure on the stability of slopes (section 3.3), it will be clear that the presence of groundwater in the rock mass into which a slope has been cut is always detrimental to stability. It follows that drainage of this groundwater will always improve stability but the questions which concern the slope engineer are - how much improvement can be achieved by drainage and how much will it cost?

The simplest and cheapest form of groundwater control is to minimise the amount of water which can collect in pools on the top of the slope. Simple calculations show that water which can enter open tension cracks from the top of the slope is very dangerous since it has the potential for generating high water pressures within the slope. There is no doubt for allowing water to collect on the top of a slope and good engineering practice requires that these areas should be graded to encourage the free runoff of surface water and that surface drains, when they are installed, should be properly maintained to ensure that they remain effective. Where tension cracks are visible in the tops of critical slopes in areas of high rainfall intensity, it is advisable to fill these cracks with porous material such as gravel and then to seal the top of the crack with impervious material such as clay. This will prevent direct entry of surface water, particularly during heavy rain, but will allow water already in the rock mass to drain freely towards the slope face.

Percussion drilled horizontal boreholes can be very effective in draining a rock mass but very few quantitative design guides can be given for the spacing of these holes since their effectiveness depends almost entirely upon whether or not they have intersected water-bearing fissures. In heavily fractured rock, the holes may be regularly spaced since the permeability of the rock mass will be reasonably uniform. In rock masses with widely spaced fissures, the holes should be drilled to intersect these fissures which are believed to be heavily water-bearing. Generally, the holes should be drilled a horizontal distance into the slope approximately equal to the height of the slope. The main advantage of this method of slope drainage is that it is cheap to install and to operate since the water drains under gravity and pumping is not generally required.

Vertical boreholes, drilled from the surface and fitted with down-hole pumps, have the advantage that they can be operative before the slope is excavated and can be used to improve the stability of slopes which are only required to remain stable during a limited period. Permanent drainage by pumped vertical boreholes is expensive and is liable to become ineffective at the most critical times due to pump or power failure.

Drainage galleries, while certainly the most expensive form of drainage, are probably the most effective means of controlling the groundwater in a critical slope. These galleries have the advantage of exposing a large number of fissures within the rock mass through which water can drain freely by gravity. When additional drainage paths are required, these can be created by drilling from within the gallery. While it is difficult to justify the construction of a gallery for drainage only, it is frequently possible to reduce the cost of this measure by careful planning. Hence, an exploration adit can become a drainage gallery at a later stage in a project or existing underground excavations, particularly in mines, can be utilised provided that care is taken to remove the water which accumulates in these excavations.

3.53 Reinforcement of slopes

Improving the stability of rock slopes by artificially reinforcing the rock mass is generally only economically feasible for relatively small slopes or for stabilising blocks of limited size on slopes. This is because the forces which have to be applied by the rockbolts or cables may be as high as 20% of the total weight of the rock which is potentially unstable. The installation of reinforcement in a slope in which instability is already evident is the least effective form of reinforcement since much of the strength of the rock mass will already have been lost due to the opening up of fractures and displacements along discontinuities. On the other hand, if reinforcement is used as part of the design system and is installed during construction of the slope so that dilation of the rock mass is inhibited, the effectiveness of the reinforcement is greatly enhanced. A more detailed discussion on the reinforcement of rock masses is given in section 4.45 of this report.

3.54 Control of blasting

A final question which must be mentioned in this section is that of the control of blasting during excavation of a slope. While this may not generally be regarded as a means for improving the stability of slopes, there is no doubt that the damage due to blasting has a very significant influence upon stability. Experience suggests that a slope which has been created by carefully controlled blasting may be stable at an angle which is 4 to 10 degrees steeper than a slope which has been subjected to the heavy blasting which is now common in open pit mining. The aim, therefore, should be to minimise the damage to the rock mass which is to form the final slope and this can generally be achieved by the use of presplitting or smooth blasting techniques (Langeford, P. and Kilbuck, B., 1963). The use of these methods is now fairly common in civil engineering but they have not gained wide acceptance in mining because of the relatively high cost of drilling which is involved. Although the actual drilling cost is high, it is believed that the total cost of creating and maintaining a slope by the use of controlled blasting, accounting for the smaller volumes which have to be excavated and the reduction of slope maintenance, will be lower than the cost of an equivalent slope excavated by normal heavy blasting. A comparison of such costs recorded on actual projects would be of great interest to slope engineers and the general reporters suggest that this comparison would form an excellent topic for a short research project.

GENERAL REPORT

3.6 Prediction of slope failure

When all efforts to stabilise a slope have failed and it is clear that failure is inevitable, it is sometimes necessary to attempt to predict the behaviour of the slope in order that men and equipment may be moved past it before it fails. One of the best known case histories of slope failure prediction is that of the spectacularly accurate prediction of the date on which a very large failure occurred at the Chuquibambilla mine in Chile (Kennedy, B.A. and Niernayer K.E., 1976). Figure 24 shows the plot of surface displacement versus time on which this prediction was based and this curve is typical of several examples of slope behaviour prior to failure which have been observed.

Generally, the first obvious sign of instability is the formation of one or more tension cracks on the top of the slope. These tension cracks may occur several years before the failure takes place but model studies (Barton, N., 1971) have shown that these tension cracks are the first manifestation of desegregated shear movement in the rock mass and that they must be regarded as warnings of instability. Simple measurements of the opening of tension cracks with time can give valuable information on the behaviour of the slope and it will generally be found that the rate of opening increases with time. When the measurements are carried out with sufficient frequency and accuracy, a close correlation between opening of the tension crack and recorded rainfall on the site will frequently be found.

Opening of tension cracks will generally be followed by slumping of the crest of the slope and by bulging of the toe of the slope, because the movement of the rock mass is controlled by pre-existing discontinuities, these changes may be less obvious than those which occur in soil slopes. Sometimes the movement of an unstable block of rock may be oblique to the face of the slope and it may be difficult to detect these subsequent movements without measurement of a number of points on the surface of the slope.

Because of the complexity of the movement pattern which takes place in a rock slope, the installation of sub-surface measuring devices such as boreholes extensometers may not be effective since it may be extremely difficult to interpret the results. It is also usually both dangerous and difficult to install these devices and to keep them effective for the life of the slope.

The most successful slope monitoring systems which have been used to date are those based upon simple survey type measurements of the movement of targets placed on the surface of slopes. These measurements may be by normal triangulations or they may utilise one of the electro-optical distance measuring devices which are now commercially available (St. John, C.M. and Thomas, T.L., 1972). The latest developments in stereophotogrammetry are also promising (Rivas-Brown, D.H. and Atkinson, K.B., 1972).

No means for quantitative evaluation of the results of such measurements are currently available and, in view of the large number of parameters involved, may never be available. However, experience suggests that the accelerating displacement curve reproduced in Figure 24 is typical of slope failure

and that it gives no good indication as to which is likely to be available in the foreseeable future of the likely failure date.

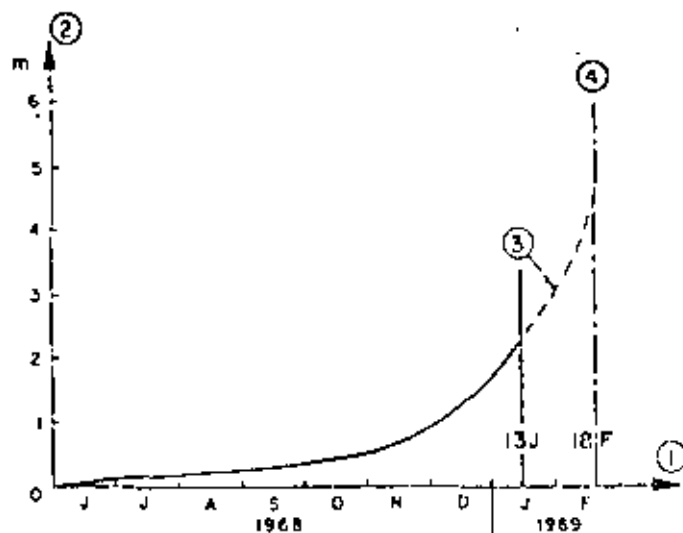


Figure 24 : Plot of displacement of latest moving target on the face of the Chuquibambilla mine (Chile). The failure, involving approximately 12 million tons of material, occurred on 18th February 1969.

- (1) Date.
- (2) Displacement in meters.
- (3) Extrapolation of data collected up to 13th January 1969.
- (4) Predicted failure date.

4. ROCK FOUNDATIONS

4.0 Introduction

This chapter is devoted to specific applications of rock mechanics to rock foundation engineering.

The flow chart shown in Figure 2 illustrates the main steps of the appraisal, design, construction and monitoring of the rock foundation of a large engineering structure. This chart, of course, is very crude as compared with the actual approach, which entails much knowledge and judgment and subtle relationships between several fields of engineering, geology, science and craftsmanship.

For the sake of clarity, this chapter has been divided into five categories of problems:

- a) Resistance to failure, i.e. safety as regards rupture
- b) Deformations, and their effects on the stresses in the foundation rock and the structure
- c) Mechanical effects of water passage through the fissures of the rock mass.
- d) Corrective action that the designer can take
- e) Monitoring of the foundation rock.

ANNUAL REPORT

Rock mechanics offers a number of tools to help solve these problems. As already stated in the introduction to this general report, although the design analysis is very crude, owing to our limited knowledge, the rock mechanics approach leads to a correct understanding of the basic or possible behaviour patterns. This is vital for the foundation designer, whose main concern is not to compute accurately but to judge soundly.

4.1 Rupture of rock foundations

The designer's main concern is to prevent failure of the foundations as it represents the worst possible case.

The methods of assessing stability, involving geological appraisal, determination of possible failure modes and analysis of the conditions of limiting equilibrium (Fig.25), have already been dealt with in chapters 1 and 2 of this report. Although it is not necessary to repeat these methods in this chapter, it is necessary to emphasise that the consideration of the possibility of failure of a foundation must always precede the study of foundation deformations, since all subsequent calculations are only relevant when it has been demonstrated, beyond reasonable doubt, that the foundation will not fail.

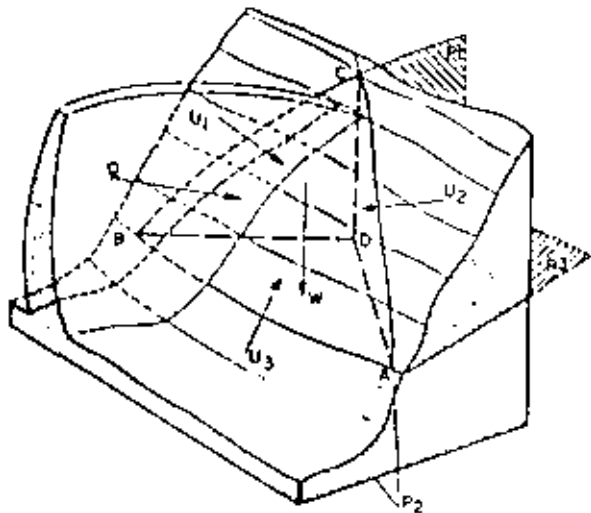


Figure 25 : Stability of a tetrahedral rock volume. (Londe, P., 1972)

- DAHC Tetrahedron.
- P_1, P_2, P_3 Geological surfaces of separation.
- U_1, U_2, U_3 Water pressure forces.
- W Weight.
- Q Thrust of dam.

4.2 Deformation of rock foundations

4.20 Introduction

In considering the deformation of rock foundations, it is necessary to differentiate between the behaviour of a rock mass and a surface

displacements. The first category is useful for understanding the intrinsic behaviour of the foundation whereas the second is adequate for analysing the engineering structure built on the rock. The rock mass is comparable, in that respect, to an equivalent continuous medium which has the same surface deflections.

On the other hand, the deformation within the rock mass cannot be determined without considering the actual discontinuous medium, or at least a representative model of it. Because of the contribution of the surfaces of separation, the deformations within a discontinuous rock mass under low confining stresses, will be significantly different from those in a continuous medium. This will be the case for surface workings. In the case of underground workings the confining stresses are higher and, once the discontinuities within the rock mass have been forced into intimate contact, the deformation behaviour will approximate to that of the continuous medium.

The theory of elasticity is satisfactory for the analysis of deflections of the equivalent continuous medium, at least as a first approximation, provided that the irreversible part of the first loading cycle (due to closing of the fissures) is considered separately.

Determination of the deformations within a discontinuous rock mass requires the use of mathematical or small scale models.

4.21 Determination of elastic parameters

The equivalent continuous medium can be defined by Young's modulus and Poisson's ratio, giving the same displacements at the surface as those of the actual site. Since the deformations within the rock mass are different from those in a continuous medium, this approach is necessarily a rough approximation. In practice, however, it is reasonable to assume an elastic behaviour for most rock foundations, the only restrictions being to use an appropriate elastic modulus for the stress range under consideration. Comparisons between the results of analyses and measurement of foundation deformations on many dams have shown this approximation to be valid. Such comparisons are not generally available for other types of surface structure.

How can the equivalent elastic parameters be determined at the design stage? Jacking tests are almost the only practical means available for such determinations and yet the interpretation of the results of such tests is open to question. In section 1.27, the influences of scale and of duration of loading upon the results of a jacking test were queried. Even if these questions are ignored, many different moduli can be derived from the non-linear curves obtained from a jacking test. Although it has been proposed that these results are useful identification indices for the rock mass, the question which must now be considered is: can they provide numerical parameters for use in a deformation analysis?

Experience suggests that, provided a large number of tests are carried out in situ, the mean value and the scatter found from such tests allows a reasonable estimate of full scale deformability. It seems likely that, in a rock mass, the small scale results are models of

GENERAL REMARKS

larger samples, themselves models of still larger blocks, this series being closely related to what has been called, in section 4.22, the "grading curve" of the rock mass. If this concept is valid, it would explain why the scale effect does not result in extremely low moduli for very large dimensions and also the fact that scale effect does not appear to have too significant an influence on jacking tests.

For the analysis of the foundation behaviour of the Auburn dam, the U.S. Bureau of Reclamation has worked out a method aimed at reducing the number of in-situ jacking tests required. The principle is to combine the two components of deformability of the mass (a) the modulus measured on cores and (b) the surfaces of separation (spacing, thickness, infilling). This "analytical" method has to be calibrated on each site (Von Thun and Tarbox, 1971).

There are cases where the jacking test has given lower values than the moduli worked out from the overall behaviour of the completed structures. This was the case at the Douglass dam where plate tests (28cm diameter) gave an average modulus of 16,000 MPa, whereas the dam loading gave 30,000 MPa (Groupe de Travail, CIGB, 1967). Several explanations are, of course, possible for this "reverse" scale effect: fissures under the jack plate, higher test stresses and, most important perhaps, the fact that the Boussinesq and West solutions used to derive the moduli do not apply to the discontinuous system. The concept of the equivalent continuous medium is therefore possibly responsible for the discrepancy.

A final remark concerns Poisson's ratio, which is assumed, not measured. This concept is probably far from applicable to a rock mass where, not only do the lateral deformations of intact laboratory specimens show wide variations, but the presence of discontinuities will have a significant influence upon the lateral deformation behaviour of the rock mass.

The discussion is therefore open. How shall we measure the deformability of a rock foundation for design purposes? Jacking tests, either on the surface or in boreholes, appear to be the only practical means currently available, even if their results have to be treated with caution. Is it possible to improve the test procedure and our comprehension of the tests?

4.22 Influence of rock deformation on engineering structures

Whereas permissible displacements of rock slopes are usually large, those of a foundation are extremely small, owing to the damage which they can induce in the engineering structure.

This structure is sensitive to two separate effects:

- The absolute magnitude of the deformations
- The relative displacements, from one zone to another of the foundation area.

Effect b) is generally more detrimental than effect a). Hundreds of dams have been designed using the Trial Load Method of analysis which required an assumption on the ratio EC/ER between the modulus of the concrete and that of the rock mass. It has been

checked that, provided this ratio is nearly constant over the whole foundation area, its influence on the maximum stresses in a high arch dam is slight. For example, a variation from 1 to 5 may result in an alteration of the critical stresses by 20% (some are increased, others are decreased). This means that great accuracy in measuring ER is not required, at least for this part of the design, and that the scale effect is not such a serious drawback to the determination of deformability. In low or rigid structures, the influence of EC/ER is much more marked but, fortunately the stresses are seldom critical in such cases.

On the other hand, however, local variations of EC/ER have a strong influence on stresses in the vicinity. For instance, an arch dam can span a fault zone of several meters in thickness with practically no change in the stress pattern, except locally where special arrangements must be made. Should a zone of softer (or harder) rock be much wider than the thickness of the dam, the problem is more serious. Finally, when a major part of the bank has a modulus different from the remainder, it results in mechanical asymmetry which is much more important on the stress pattern than geometrical asymmetry.

The difficulties met in determining the deformability of a rock mass are therefore, at least partly, offset even for an indeterminate structure by two favourable conditions:

- It is not necessary to measure the rock modulus with any great accuracy
- Relative variations, resulting from heterogeneity are probably obtained with adequate accuracy, from small scale tests.

Can these conditions be relied upon? This question certainly warrants further discussion.

4.23 Irreversible deformations

Jacking tests as well as monitoring of rock foundations have shown that a part of the first deformation is irreversible, especially near the ground surface. This is due to the closing of fissures and to some local minute shear failures. The equivalent modulus for the first loading is therefore lower than the modulus which applies to the further loading cycles. This behaviour is what could be called *strain hardening*, as in metals, with the difference that in rock it develops from the beginning of loading instead of beyond a threshold. This point is vital for the structure, because the low modulus at the first loading may create the most critical conditions. The problem is all the more serious as this irreversible displacement is extremely difficult to estimate from small jacking tests. Furthermore, it is not the same over the whole foundation area and hence the elastic heterogeneity of the foundation is exaggerated.

A major point is therefore to establish whether the designer can obtain the irreversible part of the foundation displacement from jacking, or other tests, as a measurement or estimate of the scale effect possible as it would most probably be very large? The stress used in the test has undoubtedly a governing influence on the irreversible deformations, as would be expected in a strain hardening phenomenon.

GENERAL REPORT

4.2. Influence of rock deformations on instrumental instrumentation

When a fixed reference point is required for geodetic measurements or for anchoring an inverted pendulum, it has to be at a distance increasing with the magnitude of load applied to the rock foundation. Some with thrusts amounting to millions of kilo newtons and influenced by billions of kilo newtons of water weight, are particularly interesting. What is the distance required to obtain fixed points? This computation is seldom made.

It was however carried out recently, using classic theory, and published in the form of charts for different types of loading (Stadenovitch, V., 1970). It is realized that the engineering structure displaces the supporting medium far and deep; much farther and deeper than commonly reckoned. For instance, an inverted pendulum should be anchored at a depth of about 100m. so as to give a reasonable measurement for the displacement of the base of a dam 100m. high (Fig. 26).

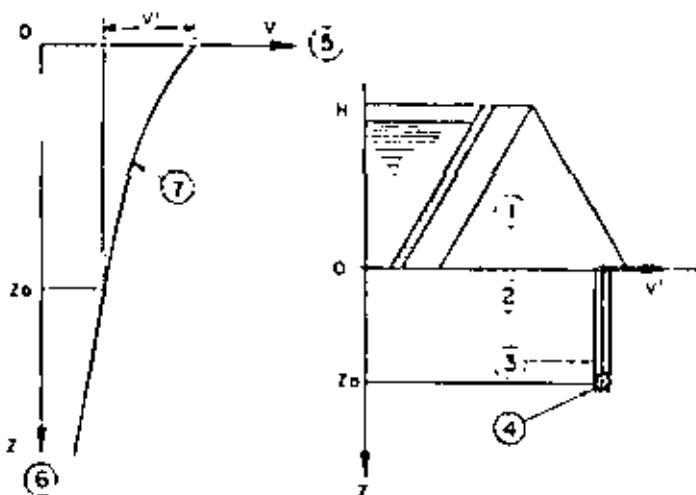


Figure 26 : Example of influence of depth of anchorage of inverted pendulum on measured relative displacement.

- (1) Multiple-arch dam - Cross section.
- (2) Rock foundation (continuous elastic medium)
- (3) Inverted pendulum.
- (4) Anchor point at depth Z_0 .
- (5) Horizontal displacement V .
- (6) Depth.
- (7) Actual curve $V(z)$.
- V' Measured displacement.

4.3. Deformations within the rock mass

All the preceding comments concerning the surface of the rock mass could, more or less, be dealt with by assuming an equivalent continuous medium. This assumption is not valid inside the mass, where the stress and strain patterns are governed by the discontinuous nature of the medium. For instance, the transmission in depth of a compressive stress field applied at the surface will differ drastically

from the continuous solution and close the fissures in such narrower bands and at a greater depth than shown by Boussinesq's equations (Fig. 27). Although several eminent authors have tackled this difficult problem their results do not lead to a convenient tool for the designers, owing to the extreme complexity of the data. The models, both physical and mathematical, are the same as those discussed in paragraphs 2.1 and 2.2. The discussion and comments would also be the same.

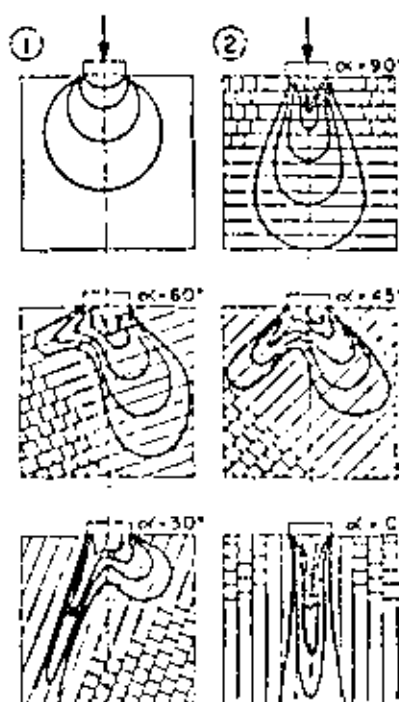


Figure 27 : Distribution of stresses in a jointed rock mass of varying bedding dips under an applied external normal load (Gaziev and Erikhan - 1971).

- (1) Continuous medium.
- (2) Series of discontinuous rock masses (α = angle between bedding planes and load).

Fortunately the design can generally be carried out on the basis of qualitative reasoning. It is not always necessary to compute to arrive at a sound engineering answer. The main concept to remember is that compressions applied at the surface of fissured rock, act along deep and narrow bands within the rock mass, closing fissures, and that conversely tensions applied at the surface open fissures only in the close vicinity of the applied load.

This effect is of fundamental importance in the hydraulic regime of seepage, and therefore on the resulting water pressures.

More instrumentation is required to investigate these mechanisms which, for the time being, are mostly theoretical. Meanwhile the designers have to make allowance for them in order to avoid the danger-

ous conditions they could create, should they really fully develop.

4.26 Special case of deep excavations

Some heavy engineering structures, particularly large dams and tall buildings with many basement levels required the excavation of deep cuts into overburden and sometimes the rock below. The applied forces during the excavation process are therefore a system unloading the rock foundation, before re-loading with the structure. The analysis of the foundation rock deformations in this case is extremely difficult, and has very little to do with the results of small scale jacking tests, where the unloading stage cannot be simulated. It would be extremely interesting to discuss the point of how to forecast the behavior of a rock formation during a cycle of unloading followed by re-loading. The problem is not simple, and includes the considering of pre-existing residual stresses.

There has been a case of a sound limestone bed, 10m thick, lying horizontally over a softer formation, in which the application of a load of 2,000,000kn by a tall building, and, elsewhere, the unloading up to 10,000,000kn by a deep excavation, resulted in punch-shear failure through the whole thickness of the bed.

4.3 Mechanical effects of water seepage

This topic has been discussed in section 7.4 and the details will not be repeated here. It must, however, be emphasised that the control of water pressure is of fundamental importance in the design of rock foundations which are required to support large engineering structures. It is the dominant factor in the case of dams.

4.4 Foundation treatment methods

4.40 Introduction

The engineer can improve the properties of a rock foundation by three different categories of corrective actions:

- Reducing deformations
- Increasing strength
- Controlling the hydraulic forces

All these means are not equally efficient at a given foundation site. Moreover, their effect is not always clearly understood, owing to the inadequacy of knowledge still prevailing in several fields of rock mechanics. There is therefore a part of guesswork in many decisions taken about foundation treatment. There are a number of rock foundations where no corrective action whatsoever has been taken, and there are others, like at El Atazar dam, where practically every possible type of corrective action has been taken (Guerrero and Serafin, 1970).

The purpose of this section is to make comments and speculate on some usual or less usual methods so as to promote discussion and, with a little luck, improvements of our present techniques. The means of corrective action dealt with are:

- Consolidation grouting
- Pre-splitting
- Excavation and concreting of joints and faults

Surface strengthening

Reinforcement with steel

Curtain grouting and drainage

4.41 Consolidation grouting

It is possible to increase the stiffness of a rock mass by injecting cement grout in the open cracks. This treatment, conventionally applied in the near foundation zone of practically all large structures, has two main effects: the first is to reduce the irreparable part of the deformation, and the other is to increase the modulus of elasticity. This result can be achieved however only if the cracks are open, and if they are groutable.

The first condition is often met near the ground surface, where the lack of confinement leads to a loosening of the blocks (Snow, D.T., 1968). The opening of the fissures near the surface is clearly indicated by the high hydraulic conductivities generally measured in the upper sections of water tests.

This necessary condition is not, however, sufficient. It is also required that the grout should penetrate the fissures at the moderate pressures permissible near the surface. For cement grout the minimum groutable opening is about 0.2mm. It should be remembered that such an opening corresponds to a high hydraulic conductivity. For instance, 0.2mm cracks at 1 metre spacing give a permeability in their direction of about 50 Darcy units. The tentative conclusion is that consolidating grouting with cement is probably useless in rock zones where the water tests have given less than say 50 Darcy units.

In rocks with fine cracks chemical grouts can be used: silica gels or synthetic resins. The resins are restricted to extremely rare cases, owing to their cost (Price, D.C. and Plaisted, A.C., 1970).

Attempts were sometimes made to jet out the soft filling materials before grouting. The process is difficult and requires great skill. Usually, series of holes are used for injecting air and water, with or without chemicals such as bicarbonate, while some other holes act as outlets for the eroded materials. It seems that the high cost and always doubtful results of the operation hinder its development.

The efficiency of consolidation grouting has not often been checked. There are a few cases in literature, mentioning either an increase of modulus measured in jacking tests performed before and after the treatment, or an increase of seismic velocity. But in most cases the question remains: what is the real gain of stiffness obtained? Another point is: how to check the result? This latter aspect is important contractually for the acceptance of the works by the owner.

It seems, however, that the main result is to reduce the deformation heterogeneity over the foundation area, the zones with wide open cracks being equivalent, after treatment, to the other zones. That is probably why the treatment is very generally applied, even if not properly understood.

4.42 Pre-splitting

Another possible action to reduce the deformabil-

ity of the foundation is to open the excavation by presplitting. It greatly reduces the tendency for the blocks near the bottom of the excavation to become loose under the action of shock waves. The result is again, a lower irreversible deformation and a higher modulus. The theory of presplitting has been attempted in a continuous medium. The mechanism in a fissured, therefore discontinuous, medium is not well understood and spacing of holes together with their explosive loads are still empirical. Practice has shown the great advantages of the process, widely used at present. Consolidation grouting is still required, as presplitting does not correct the natural heterogeneity of deformability of the rock mass.

4.43 Excavation and concreting of joints and faults

The presence of major joints or faults in the foundation of a large engineering structure is not a counter-indication although it gives rise to occasional severe difficulties. There are very few dam sites for instance with no major geological feature crossing the foundation area.

When the filling materials are soft, or when there are open voids, the common practice is to fill them with concrete, either by hand or by injection, after the necessary excavations have been done.

It is not always reckoned necessary to treat the whole surface of the joint. The concreting of a rectangular network of galleries and shafts within the plane of the huge vertical joint called "Julie la Rousse" in the Montevnard arch dam right abutment is an example of successful partial treatment (Falvre D'Arcier, G. and Comte, J., 1964). The more thorough filling of several faults in Nagawado dam abutments (Fig.28) used 20,000 cubic metres of concrete (Fujii, T., 1970). The excavation of the soil and broken rock material was done with a high pressure water jet (10 MPa) for fear that explosives would shake and disturb the foundation granite. There may be some other applications of this excavation method for "dental work" of that nature.

The problems raised by replacing soft materials in the foundation with concrete are different depending upon the nature of the stresses to be transmitted, but in all cases the most difficult point to answer is: what area of the fault or joint has to be concreted? The answer depends upon the assumptions made on the distribution of stresses within the rock mass, a very doubtful field of rock mechanics.

On the other hand, when considering shear strength the fact that concrete has usually a higher modulus than fissured rock may induce local concentration of higher shear stresses and progressive failure. That is why small concrete key ways, as sometimes contemplated across shear zones, are of doubtful efficiency. This question deserves further study. In any event such corrective action should always be contemplated with a serious monitoring of the treated zone. The foundation treatment of the Carei highway bridge, France (Fig.29) is composed of concrete shafts, excavated down to a bed that cannot slide into the valley. A difficult question is: what would be the load on the piles in case of movements of a higher bed of the rock formation?

4.44 Surface strengthening

Action at the rock surface is possible by means of concrete buttresses, struts, shotcrete and gunite. Although the forces supported by these elements are slight as compared with the total forces involved in the equilibrium of the rock mass, practical experience has proved that this type of corrective action is often adequate.

The progressive loosening of fissured rock starts at the free surface. Its cause may be either the stress relief due to excavation or the slow alteration of the matrix, or more often, the softening of the materials filling the joints. Slight opening of the joints goes with imperceptible rotations and sliding of rock blocks, large enough, however, to reduce very appreciably the strength and stiffness of the rock mass as a whole, even at depth.

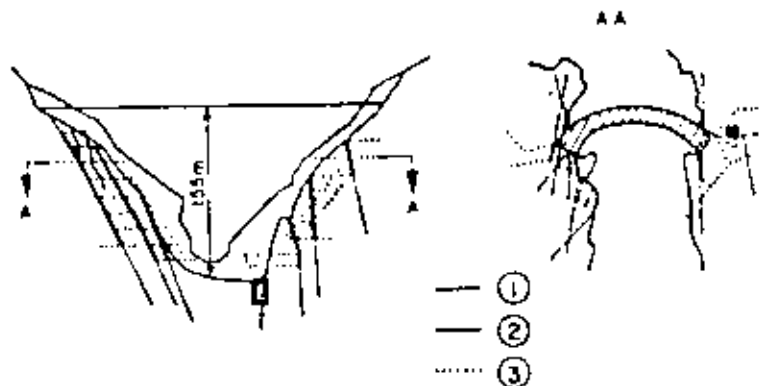


Figure 28 : Nagawado Arch-dam concreted faults . (Fujii, 1970)

- (1) Fault.
- (2) Concreted excavation in fault.
- (3) Adit.

GENERAL BEHAVIOR

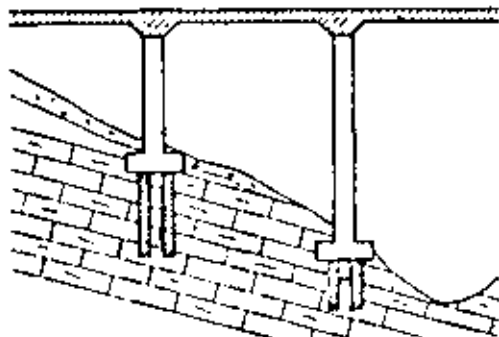


Figure 29 : Concrete shafts under Canal bridge pier (France).

A *shotcrete* or *gunite* layer applied immediately after the opening of the excavation obviously provides superficial protection against weathering. As the projected material moulds itself around all the irregularities and penetrates into cracks, even of minute size, it develops a spectacular increase of the stiffness of the "skin" of the rock mass. It is, sometimes, however, argued that the efficiency of shotcrete or gunite is more doubtful on a surface which is not concave, and even, in some places, sharply convex. The role of a reinforcing mesh, even light, is then probably essential. Again, the point is to apply a resisting force across all joints where they daylight at the surface so as to prevent their first displacement from starting. Experience shows that this force can be extremely small. It is interesting to mention that the protective lining is so flexible that it can follow the general displacement of the rock mass without breaking, therefore keeping its full efficiency.

Rigid buttresses or *struts* look stronger than thin linings and the forces they are able to withstand can be computed. Is this the reason why some designers trust them more? It should be remembered, however, that in surface workings as in underground workings, the forces are all the higher as the support is more rigid. The main point in modern techniques is to avoid the progressive deterioration of the compactness of the rock mass, originating always at the free surface. There is therefore a weakness in strengthening by localised rigid units: the surface left unsupported between units is not protected at all (Fig.30), unless it is covered by a layer of gunite.

The discussion is open on the relative merits of flexible continuous protection and rigid discrete supports. One of the factors to be considered is obviously the deformability of the rock mass proper, the geological structure and also the sequence of the works.

The theory of the mechanism of surface strengthening has yet to be developed. Engineers are unable to put forward a quantitative analysis of the interaction between rock loads and surface protection. They are therefore unable to prove the design arrangements. There are, however, a number of successful applications.

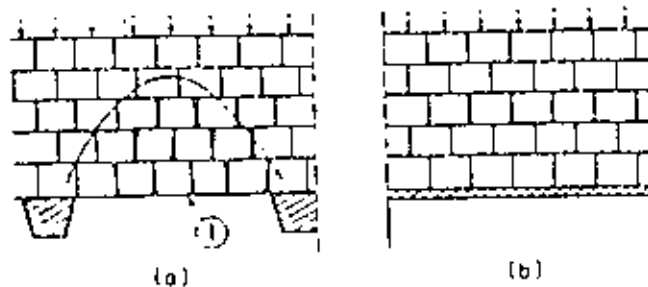


Figure 30 : Comparison of surface strengthening of a discontinuous rock mass -

(a) with buttresses.

(b) with shotcrete.

(1) Zone of loosening of rock blocks.

4.45 Reinforcement with steel

Rock is a material with practically no tensile strength and often low shear strength, owing to its numerous surfaces of separation. The idea of reinforcing it with steel bars, as is done for concrete, is therefore very logical. The two principles used in concrete are also used in rock: "passive" steel as in reinforced concrete, "active" steel as in prestressed concrete (Fig.31).

Two main reasons however preclude any complete analogy with reinforced or prestressed concrete:

- a) The rock mass is a discontinuous medium with a mechanical behaviour drastically different from that of concrete.
- b) The steel cannot generally be installed in rock masses either at the optimum location or at the optimum time.

In fact, the choice between passive and active steel is still open to discussion because the theory has not yet been developed.

The *prestressing* solution results in a clearer conception of the forces. Each bar or cable is equivalent to a given and well known applied load. It can be introduced into any mathematical or physical model. Of course this applied load has several effects. In the first place it can reduce, by vectorial addition, the effect of other applied loads which are detrimental to stability. In the second place, it can increase the friction resistance of joints by adding a normal compressive stress to the existing stress. It is also possible to introduce a high enough compression to avoid the development of tension, i.e. opening of cracks. One may even claim that prestressing reduces the irreversible part of foundation displacement by closing some open cracks.

The method, however, has some drawbacks. Although the total loads that can be practically applied are still very small as compared with the forces present

GENERAL REMARK

3

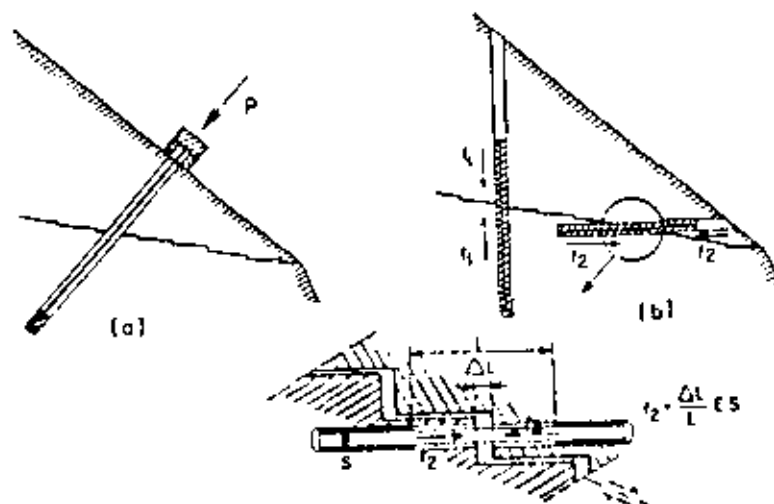


Figure 11 : Reinforcement with steel - Sketches .

- (a) Prestressed cables.
 (b) "Passive" anchor bars.

in the rock mass, the stresses near the anchor zones are high, approaching the compressive or shear strength of the rock. In addition, there is always the threat of failure of high tensile steel wires by stress corrosion, particularly in rocks where the chemical composition of water might be much more unfavourable than in concrete. The process has, however, proved very successful in some cases such as the surface strengthening of the banks at Vajont Dam, or the tightening of treated fault zones in the Nagavado dam abutments.

Ordinary reinforcement bars embedded over their whole length have been used more often. Although the mechanism of their action is more difficult to understand, they have proved successful in many cases. The principal is to introduce into the rock mass additional tensile and shear resistance at the surfaces of separation crossed by the steel. The maximum available force is determined by the steel cross section but the stress actually developed is not known.

It has been argued that passive steel can contribute a stabilising force only after rock has deformed, i.e. after failure. This is true but the rock strain necessary to mobilise the steel reaction is extremely small owing, first, to the fact that all deformation is concentrated within the thickness of the joints and second to the fact that the steel is perfectly embedded in its hole. This point is vital for the proper functioning of the reinforcement. A joint opening of 0.2mm, for instance, would have to open only 10^{-4} mm. more to develop a stress of 100MPa (permissible stress of mild steel). Should the bond fail over a certain length on both sides, the opening of the joint will remain an extremely small fraction of a millimeter.

The theory of the reinforcement is however not yet available. It seems that there are two distinct

cases to consider.

In the first case, steel is used for stabilising a possible failure by sliding on one or two simple, smooth geological features such as bedding planes or faults. The computation can be done assuming that the strain will be limited to a low value due to the reinforcement, and allowing a certain shear strength to develop. With joints exhibiting peak strength, it may be possible to keep a part of this peak strength. The question is: how to compute this available cohesion? There is no answer yet, although one might feel that it could be given by a close examination of the process of progressive failure.

In the second case, steel can be used in an imbricated rock mass, or for stabilising shear surfaces with some degree of roughness. In this case, shear strain is accompanied by dilatancy. The joint crossed by reinforcement opens up and puts the steel under tension as soon as a shear failure starts. Another way of looking at the mechanism is to consider the intrinsic curve of a rough joint. If irregularities are arranged in a random pattern, their angles vary and are higher for smaller irregularities and one obtains a curve, with a very steep slope near the origin (Fig.14). This means that for low normal stresses the angle of friction is much higher than usually assumed. The consequence is that, with the low normal stress developed in the steel bar by a slight dilatancy of the joint, a relatively high shear strength is available. The effect of the reinforcement is therefore to translate the intrinsic curve as a whole towards the left resulting in an appreciable cohesion. At the same time, the interlocking action of the steel, which, with a moderate force, prevents the smallest irregularities of the joint from slipping, probably results in increased stiffness. The reinforcement might therefore be visualised as a means of improving the modulus of deformation of the rock foundation. The results

GENERAL REPORT

obtained with mine rock bolts (Leonet, G., et al, 1971) tend to show that embedded bars are better than free, anchored bars.

A difficult problem is raised by the anchoring of main cables of large suspension bridges, which apply shear and tensile loads of high magnitude to the rock mass. At Tancarville bridge, France (Fig.32), the load was 100,000 kilo newtons. It was anchored in chalk. All possible failure surfaces were investigated, in terms of the structural data, and grouting together with placement of "passive" reinforcing bars was done.

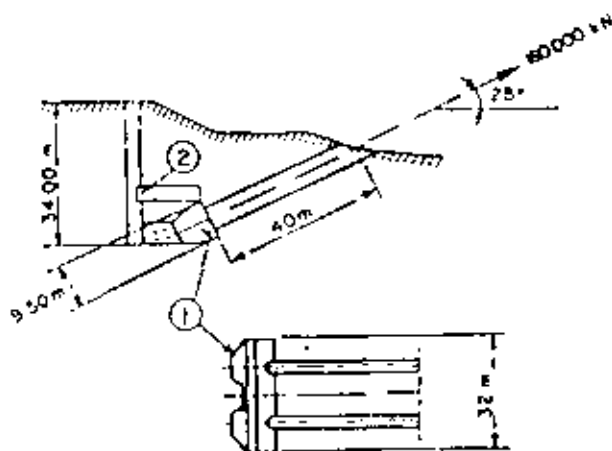


Figure 32 : Anchorage of Tancarville suspension bridge, Right bank (Egoullan , 1961).

- (1) Concrete key excavated in rock.
- (2) Shafts and adits.

In the cases where millions of newtons are required, the use of prestressing would lead to serious problems of stress concentration, whereas ordinary reinforcement, in adits backfilled with concrete, is a cheap and straightforward operation.

The extension of this concept plus a better understanding of the mechanical behaviour would lead to a new material for the design of foundations: *conformed rock*. It is fully realised that much has to be studied yet and that several statements in the foregoing are controversial, but it is considered that the prospects are promising enough to stimulate at least a lively discussion.

4.46 Curtain grouting and drainage

When the decision is made to act on seepage forces the two main tools are grouting and drainage. They are complementary, although sometimes only one is used. In the past, say before 1960, most of the rock foundations were only grouted when water seepage was an obvious nuisance (particularly to reduce loss of water from reservoirs). It is interesting to note that, until recently, rock foundations of dams had deep grout curtains, and only gravity dams had drainage curtains, usually very shallow and practically limited to the rock-concrete contact. After the

effect of water seepage on the stability of foundations was better understood, that is practically after the Malpasset Dam abutment failure, drainage was considered the best action in most cases. It is at any rate the only efficient treatment in rock of low hydraulic conductivity, such as all rock with fine fissures.

In paragraph 2.4, comments were made on the basic understanding we have acquired at present, of water seepage in fissured rock and of forces that it develops. Even if this knowledge is still qualitative, it is adequate for directing the engineer's work. As it often happens in foundation engineering the main point is not to have a perfect technique of analysis but rather a sound understanding of the possible mechanisms. There is, however, a limitation: what is the effectiveness of any corrective measure? The danger is believing that the action is efficient while in fact it may not be. Grout curtains, with one or several lines of holes, aim at plugging the water paths by grout. An ideal grout curtain would support the whole water pressure on one face, no water remaining on the other side. Unfortunately, there are several reasons which prevent grout curtains from acting in this perfect way. First the limitations given in paragraph 4.41 are still valid: cement grout does not penetrate thin fissures, and does not remove sandy fillings. The use of chemicals and the jetting out of fissures is generally too expensive for the purpose. Even more as the efficiency of a thin curtain is extremely sensitive to a minor and local defect. This point, strongly made by Prof. A. Casagrande at the First Rankine Lecture - 1961, was then questioned by several authors but is now commonly accepted.

Fortunately in finely fissured rocks, where a grout curtain is not valid, drainage is a suitable alternative. It fully controls the hydraulic potential on the downstream side. In other words it achieves exactly what was required from the grout curtain, the only difference being that the drainage increases the amount of leakage, whilst the grouting reduces it. This is without any consequence in most rocks where the hydraulic conductivity is low. Conversely, if the conductivity is high grouting has to be carried out, should it be only as a consolidation treatment.

To summarise it can be stated that, for fissured rocks:

- a) of low permeability (say less than 5 Darcy units), drainage is generally essential, whereas grouting is useless.
- b) of high permeability (say more than 50 Darcy units), grouting is required for controlling water leakage whereas drainage is not necessary.
- c) for medium permeability, drainage is always useful, its cost is low, and the decision on whether to carry out a grout curtain can be made on the basis of economics (permissible water loss or cost of pumping leakage).

The theory of change of conductivity of rock under stress, as discussed in paragraph 2.42, leads to other considerations (W.Ter-Minassian et al, 1967) which have a particular significance in dam foundations, but may also have to be considered in other

GENERAL REPORT

cases. The fact that the stresses applied by the engineering structure act at depth and might render the rock extremely tight if it is finely fissured makes the limitations of the grout curtain mentioned above still more pronounced. It also helps to locate the drains in a zone of the foundation where they are not "masked" by the watertight barrier due to stresses. In the case of arch dams they should be directed in an upstream direction.

This theory, although checked in the few cases where the foundation rock was adequately instrumented for the purpose, is still controversial. It would be extremely useful to the profession to know of cases where the behaviour of water seepage has confirmed or invalidated this model. On the other hand, it is likely that in the future, more drainage tests than grouting tests will be carried out at the design stage. This would be a normal trend as "drainability" might be a vital part of the design of a large structure foundation (Pena, M. et al, 1970).

Another important point, made in paragraph 2.4) is whether the drainage can be effective in a rock formation where water flows through preferential channels. As a single line of drains gives no protection in this case, it may be necessary to contemplate a uniform distribution of drains through whole rock mass. This mechanism has to be studied in more detail. It is a vital subject of investigation, because a number of foundations constructed with a conventional drainage curtain are not drained at all. Of course many rocks probably have not the ideal plane fissure flow type nor the equally ideal preferential channel flow type. A number of recent observations however have shown that the preferential channel flow is frequent and the governing factor for the efficiency of drainage is the proportion of flow drained as soon as channels are present the ratio between water discharge via channels and discharge via fissures is very high. The result is that a drain which does not intersect a channel does not significantly alter the flow net and the corresponding pressures.

For all the previous reasons, the effect of drainage, often vital for the stability of the foundation, should be monitored. Piezometers are therefore considered as an integral part of the drainage design. They would also detect the ageing of the system, as it is well known that drains have to be maintained against clogging by fine grains of soil or chemical deposits. Only piezometers can give warning in time that drains have to be reaced out or new drains have to be drilled.

4.5 Monitoring of rock foundations

4.50 Introduction

It was realised, rather recently, by civil engineers that instrumentation and monitoring of the foundations of major works was a vital part of design. However, before 1960 hardly any rock foundations were monitored. It is generally considered at present that monitoring of the foundations is at least as important as monitoring of structure. The French word for instrumentation is "auscultation" from the medical term meaning an investigation through specific sounds or noises. As in the medical field, it is not necessary to assume that the patient is ill before

practising "auscultation". As a matter of fact, the role of instrumentation, as a medicine, is twofold: research into the normal behaviour and early detection of any significant divergence from it. The information obtained is all the more valuable, the earlier readings are started. When possible, instrumentation should be installed before the structure is built.

Finally, instruments left within the rock mass should be robust and the reading operations should be simple since the conditions on a site are far different from those in a laboratory. The methods discussed here do not cover all available instrumentation, but are reckoned to be the most reliable and suitable for rock foundations.

4.51 Geodetic measurements

Two types of measurements, based on geodesy, are commonly performed: displacements in directions x, y, z by triangulation, and displacements in the vertical direction z only, by levelling. The sensitivity of levelling is ten times more (0.1mm at 50m distance) than that of triangulation.

Recent developments in electro-optical distance measured devices (Penman, A.R., 1971, Thomas, T.L. and St. John, C., 1972) have added an important factor of rapid and accurate measurement of distance to geodetic measurements. A combination of these new methods and traditional optical survey methods provides the engineer with a powerful set of monitoring techniques.

The main drawback in all these methods, however, is the possibility, which has often been observed, of unstable reference points. The small displacements to be measured in a rock foundation may be exceeded by errors from reference base movements. The latter movements may come from elastic deformations of the ground under applied loads and also from erratic displacements of the surface layers where the monuments are founded.

It is therefore suggested that geodetic measurements should not be relied upon for the detection of the small displacements which are associated with the normal behaviour of an engineering structure. They can however, provide a means of detecting large displacements which are indicative of abnormal behaviour.

4.52 Inverted pendulums

In foundation rocks, pendulums are usually of the inverted type: the wire is anchored at the bottom of a shaft and kept in a vertical position by a fine float at the upper part (Fig. 13). Normal pendulums can be used however when placed between adits like in Montevnard dam abutments. The sensitivity is about 0.05mm in x and y directions.

Inverted pendulums are probably the most accurate instruments that one can place in a rock foundation. They give a very reliable value of the horizontal displacement vector provided the fixed point is really fixed. What should therefore be the depth of the shaft? That is a question still to be answered. It depends of course on the loads applied to the foundation, but also on the geological structure of this foundation. Recent computations (Mladjenovitch, V., 1970) have shown that most of the pendulums now in

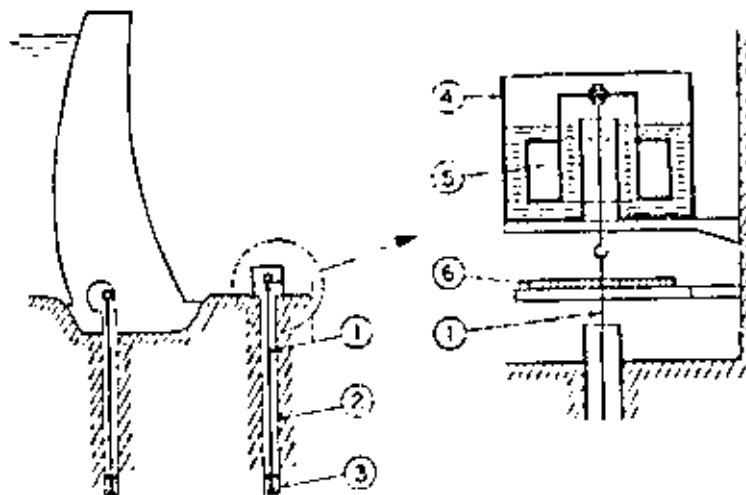


Figure 33 : Inverted pendulum in foundation rock (Elasticité de France).

- (1) Stainless steel wire.
- (2) Large diameter borehole.
- (3) Anchor zone.
- (4) Ring-shaped tank.
- (5) Ring-shaped float.
- (6) Reading scale.

operation are not anchored deep enough to give a good approximation of the absolute displacement (see section 4.24). In spite of this drawback they would however detect very early deviation from normal behaviour. A mention should be made also of the difficulty of drilling deep, straight vertical holes to be sure that the wire does not come into contact with the walls at any level.

4.51 Wires in boreholes

The relative displacement along the pendulum wire itself could be measured, but in practice, special wires, not necessarily vertical, are used for this purpose. The main difficulty is to eliminate length variations due to stress and temperature. Invar wires have to be used for years to calibrate the geodetic base lengths and the technology is the same, except that the wires are installed in adits or boreholes. The systems have been used for many years in mines but the development of the method is recent for rock foundations. It is now common to install eight wires of different lengths in the same hole (Fig. 34).

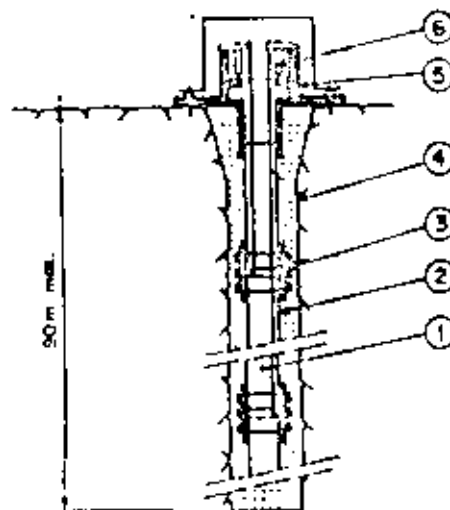


Figure 34 : Borehole "Elongameter"
(Manufactured by TELIMAC)

- (1) Stainless steel wire (8 wires).
- (2) Watertight PVC casing (50mm diameter).
- (3) Anchor ring for wire no. 1.
- (4) Borehole (75 mm diameter).
- (5) Measuring head.
- (6) Vibrating wire device.

The main difficulties for the installation of this valuable device are:

- a) Drilling straight holes, particularly when they are long and near the horizontal, and executed from a narrow adit.
- b) Avoiding possible friction along the walls by an adequate tension.
- c) Avoiding creep of the wire due to too high a tension.

GENERAL REPORT

3

- d) Anchoring correctly the different wires of different lengths

According to the local conditions and length of wire the sensitivity varies: it is approximately 0,1mm for a range of 5cm.

Although a definite improvement, this multiple wire device is still discontinuous; the fissures cannot be localized exactly within each section between anchor points. The ideal would be a long extensometer, able to measure the strain over its whole length (Belinix, J., 1969).

4.54 Clinometers

Two types of clinometers are used in rock foundations: fixed instrument, and sliding cells lowered into boreholes.

The first type is extremely accurate. The vibrating wire clinometers for instance give a sensitivity of 1 to 5.16^{-6} radians, and they give the direction in x and y of the variation of slope. A number of them are installed in adits, shafts or underground chambers, to detect any possible anomaly of deformation.

The second type, using boreholes lined with a plastic casing equipped with guiding grooves is very common in soil. Its lower accuracy is due to the imperfection of the guides, deformation of the hole, and inaccuracy in positioning the cell at the same place for each series of readings. It is therefore not a good device for measuring the real deformation of a rock mass by integration of elementary slope variations. It is however useful to detect any possible shear zone or surface along the borehole. The only drawback is that beyond a certain shear strain the measuring cell will jam in the hole and not give any further information on the section below.

The chain deflectorometer (Guller, G and Muller, L., 1970) is an instrument of intermediate type; although removable from the borehole for repair or calibration, it is left holed-in for several series of measurements.

4.55 Geophysics

Monitoring by geophysics has been attempted several times. Although not often applied, these methods are perhaps worth developing, and it would be interesting to gather the experiences, positive or negative, obtained on rock foundations. It is tempting to use geophysical methods as they act somewhat like radiology in medicine: they "look" inside a large body of rock.

Electric conductivity could bring valuable information on changes of permeability, but above all on the interaction or dissolution of rock owing to the changing change in ion content.

Seismic refraction or transmission between fixed points could detect a possible change in fissure openings, in other words, in stresses. The investigations made in the foundation of Cape 2 Dam in France (Faurex et al., 1968) are encouraging. It would be interesting to know whether other experiments have been attempted, and what are the most significant seismic parameters: velocity, length, orientation of

waves? which waves? For instance, at Cape 2 Dam, the variations between empty reservoir and full reservoir conditions, were 30% for the wave velocity and 90% for attenuation of energy.

Finally microseismic recording by highly sensitive seismographs of minute shocks originated in the foundation may detect either a normal adaption to the new stress field, or the onset of failure. This method of micro-seismic measurement, mainly used in monitoring rock slopes, could probably be used in foundations as well, provided it is interpreted with great skill; otherwise there might be needless concern at quite normal developments.

4.56 Piezometers and drains

The drains, which are usually installed in foundations, at least when the hydraulic gradients could develop forces detrimental to stability (e.g. in dam foundations), are not only efficient corrective measures (see 4.46) but also useful monitoring instruments. The increase in discharge, or the drying out, of a drain obviously has a meaning. However, no interpretation is possible without the second term of the flow net, i.e. the hydraulic potential. That is why all designers now agree on the absolute need for piezometric measurements together with drain discharge readings. The whole is what has been called in French "auscultation hydraulique". It seems that it is a powerful means of detection of any rearrangement of strains in the rock foundation. As a slight deformation of the rock mass entails a much larger deformation of the fissures, which in turn result in spectacular changes in hydraulic conductivity, it is claimed that the slightest modification of rock strains should react on the flow net, i.e. on the piezometer readings and drain flow rates.

Although this behaviour has been observed in a few cases, it is of utmost importance to gather further confirmation, because it would give a powerful means of warning, probably before any anomaly is detectable by other instruments.

It should be remembered, however, that the theory of sensitivity of flow net to fissure width variation does not hold when the flow is concentrated along channel-like paths. This point, discussed in 2.4 has to be considered seriously for the interpretation of "hydraulic instrumentation."

A mention should be made here about the reliability of piezometric measurements.

The piezometer tips are either too short, giving only a local value difficult to use, or too long, giving a wrong "mean" value by permitting circulation of water between levels at different potentials. The continuous borehole piezometer (Fig.35) worked out in France (Groupe de Travail CFCB, 1970) is an important step towards proper piezometric readings: a complete log of pressure is possible for the whole length of the borehole, which, in addition, does not allow circulation of water, thanks to a rubber membrane.

Finally, drain holes could also be used to perform Luqueon tests, at constant locations during the operation of the structure (Louis, G., 1971). Tests of this nature are not often done, although they deserve to be, to enable a better understanding of

PIEZOMETER

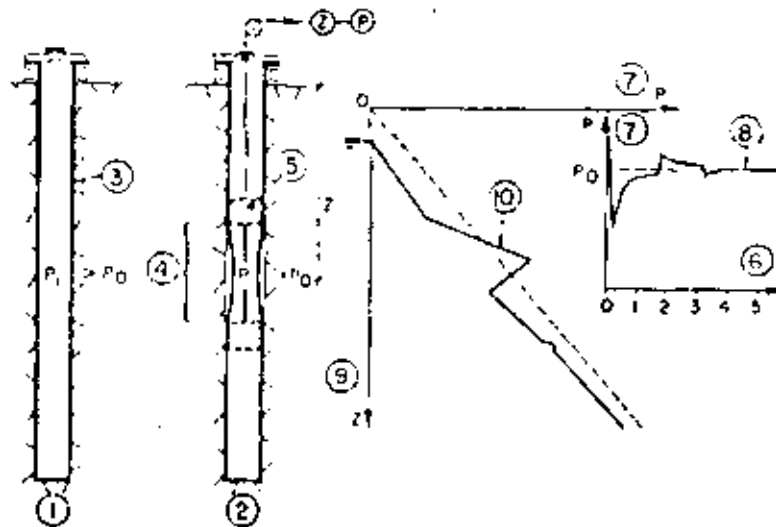


Figure 35 : Continuous barhole piezometer (Gauge de Travail) du CCR, 1970¹

- (1) Barhole with rubber membrane under pressure ($P_1 > P_0$).
- (2) Barhole during measurement at depth Z ($P < P_0$).
- (3) Rubber membrane.
- (4) Measuring probe.
- (5) Probe.
- (6) Time in minutes.
- (7) Water pressure inside probe.
- (8) Curve of pressure vs. time at depth Z .
- (9) Depth.
- (10) "log" of water pressure.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to express their sincere appreciation to the following persons who provided much valuable assistance in discussion on various parts of this report:

M. Pierre Babit of the Laboratoire de Mécanique des Solides of the Ecole Polytechnique and Chairman of the French Committee for Rock Mechanics.

M. Marc Panet of the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

M. Pierre Duffaut from Electricité de France,

M. Claude Lottix of the Bureau de Recherches Géologiques et Minières,

Dr. John Bray of the Rock Mechanics Centre at Imperial College, London.

Thanks are also due to the secretarial and drawing office staff who have worked with the authors to produce this report within extremely tight time schedules.

DEBAT 1970

1

LIST OF REFERENCES

- PAISSER, R.W. and LAWRENCE, H.W. Application of well logging techniques to Metallic Mineral Mining. *Geophysical* Vol. 35 pp 143 - 152, 1970
- BARTON, N.R. A model study of the behaviour of steep excavated slopes, *M.Sc. Thesis*, Imperial College, London, 1970.
- BERNAIN, J. "Etude Géotechnique de la Poche de Malpasset". Dunod éd., Paris (1967).
- BERNAIX, J. "Une nouvelle méthode de mesure des déformations d'un massif rocheux: l'extensomètre intégral à bande magnétique", *Colloque de Géotechnique des Ponts Français de Mécanique des Sols et de Mécanique des Roches*, Toulouse (Mars 1969)
- BROADBENT, C.D. and RIFIERS, N.W. Fracture studies at the Kimberley pit. *Proc. Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Publisher A.A. Balkema, Amsterdam. pp.171-179, 1971
- CIDDALL, P.A. A computer model for simulating progressive large-scale movements in block rock systems. *Rock Fracture Symposium of ISRM*, Nancy, France, 1971.
- DE TORA, B.V., FISHER, K.J., and FOGELSON, D.E. "Prediction of compressive strength from other rock properties", U.S. Bureau of Mines Report of Investigations 6702 (1965)
- DEFNE, D.U. "Geologic Consideration", in R.G. Slagg and H.C. Zienkiewicz (eds) *Rock Mechanics in Engineering Practice*, New York (1968).
- FAURE D'ARCIER, G. and COSTE, J. "La consolidation des appuis du barrage de Monteynard" *ICOLP, 10th International Congress*, Edinburgh. Report Q28-R19 (1964)
- FAUROUX, G., GARNIER, J.C. and LAKSHMANAN, J. "Observation des variations de contraintes dans le rocher de fondation du barrage du Gaze 2 par auscultation dynamique", *International Symposium of Rock Mechanics*, Madrid (1968)
- FECKER, E. and RENGERS, N. "Measurement of large scale roughness of rock planes by means of profilograph and geological compass" *Rock Fracture Symposium of ISRM*, Nancy. Report 1 - 18 (1971)
- FUJII, I. "Fault Treatment at Nagawa dam," *ICOLP, 10th International Congress*, Montreal, Report Q37-R40 (1970).
- GAZREV, and URLIKHAM, S.A. "Stresses and strains in anisotropic rock foundation (model studies)", *Rock Fracture Symposium of ISRM*, Nancy. Report 11-1 (1971).
- GOODMAN, R.E. Geological investigations to evaluate stability. *Proc. 2nd Conference on Stability in Open Pit Mining*, Vancouver 1971 (In Press)
- GOODMAN, R.E. and RUBIN, J. "Duplication of Bilitancy in Analysis of Jointed Rocks", *Proceedings of ASCE*, Vol. 98, SM4, paper 8853 (April, 1972)
- GROUPE DE TRAVAIL DU CFCB. "Essai et calculs de mécanique des roches appliqués à l'étude de la sécurité des appuis d'un barrage voûte - Exemple de Vouglans," *ICOLP, 9th International Congress*, Istanbul Q32 - R49 (1967).
- GROUPE DE TRAVAIL DU CFCB. "Quelques développements récents des rovers d'auscultation du massif rocheux", *ICOLP, 10th International Congress*, Montreal. Q38 - R50 (1970)
- GUTIERREZ, R. and SERAFINI, J.L. "Problems relating to the foundation of El Atazar dam", *ICOLP, 10th International Congress*, Q37 - R59 (1970)
- HESMON, A.J., CORNING, E.J. and AYER, A.R. Analytical and graphical methods for the analysis of slopes in rock masses. *U.S. Army Engineering Nuclear Cratering Group*, Tech. Report No.36, 168p, 1971.
- HIDEK, F., SPAY, J.M. and ROYD, J.M. The stability of a rock slope containing a wedge resting on two intersecting discontinuities. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 6, No.1, 1973.
- HIDEK, F. and SPAY, J.M. *Rock Slope Engineering*, Inst. Mining and Metall., London 1973.
- HOEK, E. Methods for the rapid assessment of the stability of three-dimensional rock slopes. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 6, No.2, 1973.
- JEFFERS, J.P. Core barrels designed for maximum core recovery and drilling performance. *Proc. Diamond Drilling Symposium*, Adelaide, 1969.
- JOHN, K.W. Graphical stability analyses of slopes in jointed rock. *Proceeding of ASCE*, vol. 94, SM2, paper 5865 (March 1968)
- JOUANNA, P. Effet des sollicitations mécaniques sur les écoulements dans certains milieux fissurés. *Ph.D. Thesis - Toulouse University - France - 1972.*
- KEMPE, L.T. Core orientation. *Proc. 10th International Drilling Symposium*, Univ. Minnesota, 1967.
- KENNEDY, R.A. and HIEREMER, K.E. Slope monitoring systems used in the prediction of a major slope failure at the Chuquibambata mine, Chile. *Proc. Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970.
- KRSNANOVIC, D and MILIC, S. Model experiments on pressure distribution in some cases of a discontinuum. *Rock Mechanics and Engineering Geology*, suppl. 1 (1964)
- KRSNANOVIC, D. Contribution to the study of the failure problem in rock mass. *Proc. Geotechnical Engineering Oslo* Vol.1, 1967.
- LAKSHMANAN, J. and ALLARD, P. Le carottage sismique. *Rock Fracture Symposium of ISRM*, Nancy. Report 1-20 (1971).
- LANGFORD, C. and KILBUSTROM, R. *Rock Blasting* Wiley & Sons, New York, 1963.
- LECHAT, P., MONTJOIS, A. and FEMINE, V. Apport des études sismiques à l'étude de la fracturation du rocher dans le cas d'un site de barrage. *Rock Fracture Symposium of ISRM*, Nancy, Vol.2 (1971).
- LEONET, O., SIGOUR, D. and TINCHELIN, F. Etude du comportement d'un toit en fonction de différents modes de boulonnage. *Rock Fracture Symposium of ISRM*, Nancy. Report 111 - 6 (1971)
- LONG, P. Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. *Annuaire des Ponts et Chaussées*, No.1, pp.37-60 (Janv. 1965)

- LONDE, P. and SABARLY, F. La distribution des permeabilites dans la fondation des barrages voütes en fonction de champ de contrainte, *ICED 2nd International Small Congress*, Lisbon, Report B-6 (1966)
- LONDE, P., VIGIER, G. and VORBERINGER, R. Stability of rock slopes, a three dimensional study, *Proceedings of ASCE*, vol. 95, SM 1, paper 5363 (January 1969)
- LONDE, P. Three dimensional analysis of rock foundation stability, *Water Power*, pp. 317-319 (Sept. 1970)
- LONDE, P., VIGIER, G. and VORBERINGER, R. Stability of rock slopes, graphical methods, *Proceedings of ASCE*, vol. 96, SM 4, paper 7435 (July 1970)
- LONDE, P. The mechanics of rock slopes and foundations, *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 6, No. 1, 1971.
- LUGEON, M. Barrages et Geologie, Dunod ed., Paris (1933)
- LOUIS, C. A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses, *F.R.C. Thesis*, University of Karlsruhe, English translation, Imperial College, London (1969)
- LOUIS, C. Ecoulement à trois dimensions dans les roches fissurées, *Revue de l'Industrie Minière*, Special issue, pp. 71-93 (July 1970)
- LOUIS, C. Hydraulic Triple Probe to determine the directional hydraulic conductivity of porous or jointed rock, *Imperial College*, Report D 12, London, 1970.
- LOUIS, C. and WAINI, V.N.T. Determination of in-situ hydraulic parameters in jointed rock, *ISRM 2nd International Congress*, Belgrad, Report 1/32 (1970).
- LOUIS, C. Influence de l'état de contrainte sur les écoulements dans les roches. Discussion of "Theme Barrage". *Revue de l'Industrie Minière*, Special issue, pp. 152-154 (July 1971).
- WAINI, V.N.T. In-situ hydraulic parameters in jointed rock, Their measurement and interpretation, *F.R.C. Thesis*, Imperial College, London (1971).
- MAURY, V. Les milieux stratifiés, Dunod ed., Paris (1969).
- MAURY, V. and DUFFAUT, P. Stress distribution model analysis in a two families discontinuity medium, *ISRM 2nd International Congress*, Belgrade, Report S-19, (1970).
- RADYSEWITCH, V. Déplacements à l'intérieur d'un massif dus aux charges réparties sur sa surface, *Revue de l'Industrie Minière*, (July 1970).
- MILLER, L. Der Felsbau, F. Enke ed., Stuttgart (1963)
- MILLER, G. and MILLER, L. Monitoring of dams with measuring instruments, *ISRM 2nd International Congress*, Montreal, ORR-R54 (1970).
- PATTON, F.B. Multiple modes of shear failure in rock, *ISRM 1st International Congress*, Lisbon, Report 3-47 (1966)
- PESA, H., GRADOR, J., BARBEFFTE, R. and PAUTRE, A. Injection, drainage et auscultation hydraulique dans les fondations du barrage de Rapel (Chili) *ICED, 10th International Congress*, Montreal, Q37-R36 (1970).
- PERSMAN, A.D.H. and CHARLES, J.A. Measuring movements of engineering structures *Proc. 13th International Congress of Surveymg*, Weisbaden, Paper 05.3., 1971.
- PHILLIPS, F.G. The use of stereographic projections in Structural Geology, Edward Arnold, London, Third Edition, 1971.
- PRICE, D.G. and MAISTED, A.C. Epoxy resins in rock slopes stabilization works *Rock Fracture, Conference of ISRM*, Nancy, Report III-9 (1971)
- ROBERTS, D. and HOEK, E. A study of the stability of a disused limestone quarry in the Mendip Hills, England. *Proc. 13rd Conference on Stability in Open Pit Mining*, Vancouver, 1971 (in press).
- ROCHA, M. A method of integral sampling of rock masses, *Rock Mechanics*, Vol. 3, No. 1, pp. 1-12, 1967.
- ROSENGREN, E.L. Diamond drilling for structural purposes at Mount Isa. *Proc. Australian Diamond Drilling Association Symposium*, Surfers Paradise November 1969.
- ROSS-BROWN, D.M. and ATKINSON, K.B. Terrestrial photogrammetry in open pits *Trans. Inst. Min. Metall* London, Vol. 81, pp. A209-214, 1972.
- SABARLY, F. Les injections et les drainages de fondations de barrages en roches peu perméables *Geotechnique*, Vol. 18/2, pp. 229-49 (Juin 1968)
- SABARLY, F., PAUTRE, A. and LONDE, P. Quelques reflexions sur la drainabilité des massifs rocheux, *ISRM 2nd International Congress*, Belgrad, Report 6-12 (1970)
- SCHNEIDER, D. Nouveaux moyens de reconnaissance des massifs rocheux, *Annales de l'I.T.G.P.F.*, Paris (July/August 1967).
- SHAFIQ, J.I. and MEL, CAMD, A. Interstitial pressures on rock foundation of dams, *Proceedings of A.S.C.E.*, Vol. 91, SM5, paper 4484 (1965).
- SHARP, J.C., HOEK, E. and BRANNER, C.O. Influence of groundwater on the stability of rock masses. *Trans. Inst. Mining and Metall.*, London, Vol. 81, 1972.
- SHOU, D.T. Fracture deformation and changes of permeability and storage upon changes of fluids pressure, *Colorado School of Mines*, Ft. A, 63 (1968).
- SHOU, D.T. Rock fracture spacings, openings and porosities, *Proceedings of ASCE*, Vol. 94, SM 1 (1968). (b).
- ST. JOHN, G.M. and THOMAS, T.L. The SPL Meter and its application to mine surveying and rock mechanics. *Trans. Inst. Min. Metall.*, Vol. 79, No. 761, 1970.
- STARR, H.C. In situ tests on the rock mass, *Rock Technology in Engineering Practice*, Ed. Stagg E.G. and Zienkiewicz, O.C., Wiley, New York, 1965.
- TAYLOR, R.U. *Fundamentals of Soil Mechanics*, Wiley, New York, 700 p. 1948.
- TER-MINASSIAN, M., SABARLY, F. et LONDE, P. Comment protéger les barrages voütes contre la pression de l'eau dans les appuis. *ICED 2nd International Congress*, Istanbul, O.32-R.12 (1967)
- TERZAGHI, Ch. Effect of Minor Geologic Details on the Safety of Dams, *The American Institute of*

501-511 (1971)

Mining and Metallurgical Engineers Inc. (1979)

TERZAGHI, R.D. Sources of error in joint surveys, *Geotechnique*, Vol.15 (1965)

VOI THUN, J.L. and TAPSOX, G.S. Deformation moduli determined by joint shear index and shear dilation. *Rock Engineering, Symposium of ISRM, Nancy, Report 11-23 (1971)*

WARD, W.H. and HIRLAIN, J.H. Assessment of the deformation properties of jointed rock in the mass. *International Symposium on Rock Mechanics, Madrid, 1958.*

WITTE, K. A numerical method of calculating the stability of loaded and not loaded rock slopes (in German) *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Vol.10, suppl.11 (1965)

ZEMANEK, J. The borehole televiwer - a new logging concept for fracture location and other types of borehole inspection. *Society of Petroleum Engineers*, Sept. 1968.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA
CONSTRUCCION

GROUND VIBRATIONS
AND
VIBRATION INSTRUMENTS

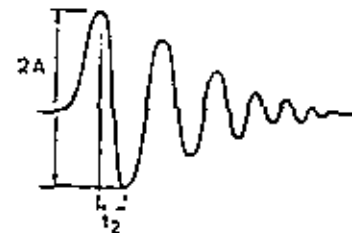
JULIO, 1982

GROUND VIBRATIONS
 AND
 VIBRATION INSTRUMENTS

Ground vibrations caused by blasting works have been studied for 30 years by Nitro Nobel's Detonic Laboratory and also by Nitro Consult AB for 10 years in order to investigate the influence from vibrations on buildings, plants, machinery, instruments and computers. These investigations have made it possible to execute blasting works close to buildings and sensitive plants without causing such vibrations that any damages or disturbances have incurred. E.g. blasting works have been possible to execute very close to computer plants, close to nuclear power plants in operation and also within town centres for subway and highway tunnels, for sewage water, electricity and telegraph cables led through tunnels in densely built up areas. At these investigations observations have also been made of the reactions from vibrations on human beings. A proper investigation has in this extent not been possible to carry out here. The observations that have been made verifies that human beings react strongly to vibrations of values far below the values set up for the damage of buildings (see fig. 7). It has also been stated that blasting works that have to be carried out and that go on during a limited space of time are better tolerated by the people in the area than those blasting works that go on for several years, even if blastings then are only executed once a week or a couple of times a month. The ground vibration velocity is found to be an excellent parameter as damage criterion. To measure these parameter various instruments are available. When calculating the vibration velocity of the ground vibrations, it is assumed that the vibration is an approximate sine wave which gives

$$v = 2 \cdot \pi \cdot f \cdot A$$

- v = vibration velocity in mm/sec.
- f = frequency in Hertz
- A = amplitude in mm



The shearing which occurs in a building through which ground vibrations pass is dependent not only on ground vibration velocity but also on propagation velocity in the ground below the foundations of the building. We calculate the shearing angle as being directly proportional to the risk of damage:

Rudolf Axelsson

CRITERIA OF DAMAGE RISK ON NORMAL RESIDENTIAL HOUSING
 IN RELATION TO VIBRATION VELOCITY v WITH RESPECT
 TO FOUNDATION OF THE BUILDINGS

WAVE VELOCITY c m/sec	1000-1500 Sand, gravel clay under- ground- water level	2000-3000 Moraine, slate soft lime- stone	3500-6000 Granite, gneiss, hard lime- stone, quartzite sandstone, diabas	RESULT IN normal housing units	LEVEL AT $c = 1500-6000$ m/ sec.
Vibration velocity, v mm/sec.	9	18	35	Not noti- ceable	0.008
	15	25	50	cracking	0.015
	18	35	70		0.03
	30	55	100	Fine cracks and fall of plaster (threshold value)	0.06
	40	80	150	Cracking	0.12
	60	115	225	Severe cracking	0.25

The accuracy of the empirical values in the table are confirmed by hundreds of thousands of readings during thirty years.

In connection with electrical installations the acceleration parameter also has to be considered to prevent disturbances on the sensitive equipment. In the same way, it can be mentioned that appraisal has been made concerning permissible values in blasting work in the neighbourhood of following installations:

Telephone stations: $v = 50$ mm/sec. and $a = 3.0$ g
 level: 0.015

Television stations: $v = 35$ mm/sec. and $a = 3.0$ g
 level: 0.008

Computer: $a = 0.25$ g (under certain conditions)

The values for computers imply that normal blasting is made more difficult and under certain conditions impossible. To enable blasting operations in such cases Nitro Consult has developed a special method for damping of computer installations.

It is important to obtain experience from measuring methods and units to reduce risk of damage.

When planning blasting operations where ground vibration problems occur, it is important to be aware of the relationship between distance/charging and ground vibrations. We have used the Langefors' relationship for various charging levels:

$$\gamma = \frac{v}{c}$$

where

γ = shearing angle in mm/m
 v = vibration velocity in mm/sec.
 c = propagation velocity in m/sec.

Propagation velocity $c = 5000$ m/s
 Frequency $f = 100$ (Hz)



Propagation velocity $c = 1000$ m/s
 Frequency $f = 100$ (Hz)



The following table is a summary of normally permissible values which are used, in an appraisal of ground vibration damage risk for normal residential houses. The table shows that in spite of the fact the vibration velocity is stated as a permitted value, it is the shearing angle which determines the dimension.

In the case of older buildings of poorer quality it is customary to decrease the permissible vibration velocity from $v = 70$ mm/sec. to $v = 50$ mm/sec. (buildings of light concrete to $v = 35$ mm/sec.). We have even reached values of more than $v = 100$ mm/sec. without any damage resulting to the buildings.

In the case of individual blasting operations, robust concrete structures can stand up to values of more than 200 mm/sec.

The critical instruments used nowadays in Sweden are the following:

VIBRACORDER® (fig. 3)
UV-RECORDER (fig. 4)
VIBRASCOPE(TM) (fig. 5)
VIBROMETER (fig. 6)

The VIBRACORDER is a universal vibration recording instrument for civil engineering, construction and mining. The instrument is a four channel recording unit, allowing constant measurement and recording of vibration velocity or acceleration from one to four separate points. The vibrations are registered on geophones and transported via cables to the instrument. The unit works automatically. It can be set up quickly and easily, and is built for robust handling. Results are displayed in terms of time and magnitude, with both horizontal and vertical vibration recorded. The VIBRACORDER operates continually for up to four weeks without attention. The VIBRACORDER itself, pictured (fig. 3) presents results on graph paper. Results can be quickly and easily interpreted. Using this information engineers can determine vibrations resulting from various blasting charge quantities in relation to distance from the blast.

The technical data are as follows:

Vibration velocity measurement: 0-100 mm/sec.
Acceleration: 0-10 g s
(For special purposes, 0-20 g s also available)
Frequency range: 5-500 Hz
Power: 220 V/50 Hz, or battery operation for approx. 8 hours during main power interruption (110, 115 V/60 Hz system can be supplied)

Rechargeable batteries built into gas-tight container.

The UV-RECORDER is used in several countries. The instrument is not automatic and thus it requires manual service. Time synchronization with the blasting staff in connection with the blasting of the round is also necessary.

The vibrations are registered on the same kind of geophones as those of the VIBRACORDER. In certain cases where the VIBRACORDER is used and a certain value has been registered an UV-RECORDER or a tape recorder can be connected for further analyses of the character of the vibrations. Then it is possible to see where in the round the high vibration has been registered.

The UV-RECORDER registers the vibration velocity or the acceleration. When estimating allowed vibration velocity values in building, the UV-RECORDER is used in order to establish the actual distribution velocity.

$$\text{Level: } \frac{Q}{R^{3/2}}$$

Q = instantaneously detonating charge in kg

R = distance in m

The vibration velocity can be calculated from the relationship:

$$v = k \sqrt{\frac{Q}{R^{3/2}}}$$

where v = vibration velocity in mm/sec.

k = constant depending on the homogeneity of the rock and the occurrence of faults and cracks, (approx. 400 for hard homogeneous Swedish granite)

In Sweden there are two kinds of vibration measurement instruments:

Mechanical and Electrical

The mechanical instruments are:

Ampligraphs
Combigraphs.

The AMPLIGRAPH® (see fig. 1) is a vibrograph designed for long periods of recording which has been developed for continuous registration and mapping of ground vibrations caused by blasting, pile-driving or other vibrations of a similar type. Because of the long periods of continuous recording, the speed of registration is low and this means that only the amplitude of the vibrations and the times at which they occur are noted. The AMPLIGRAPH may be used for either vertical or horizontal measurements and runs for up to eight days without attention.

When more detailed investigations are being made in critical cases, supplementary measurements must be made with e.g. a COMBIGRAPH® (see fig. 2) on which both the frequency and the velocity of vibration can be calculated.

The COMBIGRAPH is a vibrograph of the combination type. It consists of a low-speed registration section for long periods of recording of the same type as that in the AMPLIGRAPH and also has a high-speed registration section. The low-speed registration section is for continuous registration and mapping of ground vibrations caused by blasting and pile-driving. The high-speed registration section is for the measurement of vibrations during critical blasting operations and registers the appearance of the complete vibrations from which amplitude and frequency can be calculated as well as the rate and acceleration of oscillation.

The high-speed registration section of the COMBIGRAPH has the drive motor located in the cover of the instrument. The recording paper - known as a combigram - is located on the inside of the cover.



Fig. 1 Ampligraph



Fig. 4 UY-Recorder



Fig. 2 Combigraph



Fig. 5 Vibroscope

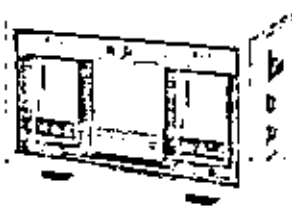


Fig. 3 Vibracorder

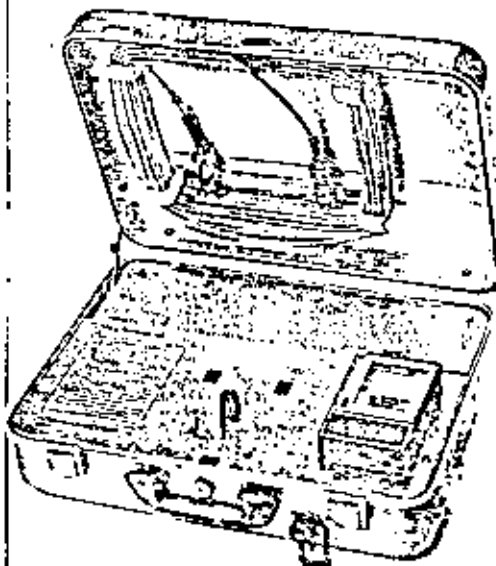


Fig. 6 Vibrameter

The VIBRASCOPE is an electronic instrument for vibration measurements of the resultant of the particle velocity, or components, at one measuring point. The maximum value of the particle velocity is shown on a digital display (Fig. 6).

A recorder can be connected for continuous documentation of the vibrations measurements.

The VIBRAMETER is an electronic instrument for vibration measurements of the particle velocity in one direction, at one measuring point, the value of the particle velocity is shown on graph paper. The instrument works for 14 days without attention.

1 INTRODUCTION

In Sweden the expression "cautious blasting" stands for blasting close to buildings, installations etc. when you have to take consideration to ground vibrations, air shock waves and fly rock. In that case the drill holes can not always be utilized in the same way as in normal bench- or trenchblasting, i.e. the charge concentration often has to be kept under a certain limit.

The calculation methods described, are based on that the ground vibrations depends on the co-ordinating charge. This will dimension the charge per drill hole.

We can reduce the maximum co-ordinating charge in the following ways:

- Ignition pattern

You reduce the number of drill holes with the same delay number to get the maximum co-ordinating charge.

- Reduced burden and spacing

You do not utilize the drill hole as in common blasting.

- Two charge units in one drill hole

You use two charges with different delay numbers in the same drill hole.

- Divided bench

You blast the bench in two or more different rounds, each with just half the bench height.

2 CAUTIOUS BENCH BLASTING

2.1 IGNITION PATTERNS

In cautious blasting you always have to take consideration to the co-ordinating charge. You then reduce the number of drill holes with the same delay number to get the maximum co-ordinating charge.

In consequence of the construction of the delay element in an electric detonator, not all detonators with the same interval number will detonate simultaneously.

CAUTIOUS BLASTING

1	INTRODUCTION	Page 1
2	CAUTIOUS BENCH BLASTING	
	2.1 Ignition pattern	" 1
	2.2 Reduced burden and spacing	" 3
	2.3 Two charge units in one drill hole	" 6
3	CAUTIOUS TRENCH BLASTING	
	3.1 Reduced burden and spacing	" 8
	3.2 Two charge units in one drill hole	" 9
4	CAUTIOUS TUNNEL BLASTING	" 11
5	ECONOMICAL ASPECTS ON CAUTIOUS BLASTING	" 12
	APPENDIX 1	
	APPENDIX 2	
	APPENDIX 3	
	APPENDIX 4	
	APPENDIX 5	
	APPENDIX 6	

Use half numbers:

1 . 2j . 3j . 4j . 5j . 6 . 7 . 7j . 8j . 9 . 9j .
 2j . 2 . 2 . 3 . 4 . 5 . 5j . 6j . 7 . 8 . 8j .
 1j . 1 . 1 . 1j . 2j . 3 . 3j . 5 . 6 . 6j . 7j .

Starting with higher interval numbers:

16 . 15 . 14 . 15 . 17 . 15 . 19 . 19 . 20 .
 14 . 13 . 12 . 13 . 14 . 16 . 17 . 18 . 19 .
 12 . 11 . 11 . 11 . 12 . 13 . 15 . 16 . 17 .

2.2 REDUCED BURDEN AND SPACING

Calculation method

Knowing the permissible ground vibration and the distance from the blasting to the object, the maximum co-ordinating charge (Q_{co-ord}) can be found in distance - charge table, Appendix 1.

Then it is checked whether normal bench blasting can be carried out or not with this maximum charge per hole. If not, following procedure can be used.

The calculation is based on the specific charge (q) in kg/m^3 for bench blasting. A suitable value in Sweden can be $0.40 kg/m^3$.

Spacing

- 1 Calculate the volume of rock that each drill hole can handle

$$\text{Volume} = \frac{Q_{co-ord}}{q} \quad (m^3)$$

- 2 Calculate the theoretical area that each drill hole can handle

$$\text{Area} = \frac{\text{Volume}}{k} \quad (m^2) \quad (k = \text{bench height})$$

- 3 Practical burden

$$V_1 = \sqrt{\frac{Area}{1.75}} \quad (m)$$

I p/s	T ms	r				
		± 5	± 10	± 25	± 100	± 200 ms
5	200	1	1	1	1/2	1/3
10	100	1	1	1	1/3	1/3
20	50	1	1	1/2	1/3	1/3
50	20	1	1/2	1/3	1/3	1/6
100	10	1/2	1/3	1/3	1/6	1/6
200	5	1/3	1/3	1/3	1/6	
400	2.5	1/3	1/3			

I = frequency in periods per second

T = time for one period ($T = \frac{1}{I}$)

r = the spread of the delay elements in seconds

r = reduction factor

The interesting frequency is here 100 p/s. For this reason, when millisecond detonators type VA are used, only a half to a third of all holes in the same interval need to be included in the calculation and only one sixth of the holes in the same interval when half-second detonators are used:

VA	ms nr	1 - 10	± 5 ms	1/2
		11 - 20	± 10 ms	1/3
		21 - 50	± 25 ms	1/3
VA	hs nr	1 - 12	± 150 ms	1/6

You can use the table above for other types of detonators depending on the spread of the delay elements.

The following ignition pattern shows when the charge in each drill hole is the same as the maximum co-ordinating charge:

15 . 13 . 12 . 9 . 6 . 6 . 8 . 11 . 13 . 14 . 15
 15 . 11 . 9 . 5 . 3 . 3 . 4 . 7 . 10 . 12 . 14
 11 . 8 . 5 . 2 . 1 . 1 . 2 . 4 . 7 . 10 . 12

13 Height

$$h_p = H - h_o - h_h \quad (\text{m})$$

14 Charge concentration

$$l_p = \frac{Q_p}{h_p} \quad (\text{kg/m})$$

Chose a suitable charge unit, Appendix 4

15 Total charge weight

$$Q_{\text{tot}} = Q_h + Q_p \quad (\text{kg})$$

Check that $Q_{\text{tot}} \leq Q_{\text{co-ord}}$

If not, you have to reduce the column charge if possible. Otherwise you have to reduce burden and spacing more.

Simplified calculation procedure with diagram

V_{max} (m) according to diagram, Appendix 2

$$u = 0,3 \times V_{\text{max}} \quad (\text{m})$$

$$H = 1,05 (K+u) \quad (\text{m})$$

$$F = \frac{3 \cdot d}{1000} + \frac{3 \cdot K}{100} \quad (\text{m})$$

$$V_1 = V_{\text{max}} - F \quad (\text{m})$$

$$E_1 = 1,25 \times V_1 \quad (\text{m})$$

b (kg/m) according to diagram, Appendix 2

Q_b (kg) according to diagram, Appendix 3

$$h_b = \frac{Q_b}{l_b} \quad (\text{m})$$

l_p (kg/m) according to table, Appendix 4

$$h_o = V_1 \quad (\text{not less than } 0,7 \text{ m})$$

$$h_p = H - h_b - h_o \quad (\text{m})$$

$$Q_p = l_p \times h_p \quad (\text{kg})$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_b + Q_p \quad (\text{kg})$$

Finally as a control, the total charge per hole is compared to the permissible charge per hole.

Practical spacing

$$E_1 = 1,25 \times V_1 \quad (\text{m})$$

Practical spacing is adapted to the bench width.

4 Faulty drilling

$$F \approx \frac{3 \cdot d}{1000} + \frac{3 \cdot K}{100} \quad (\text{m})$$

5 Subdrilling

$$u = 0,3 (V_1 + F) \quad (\text{m})$$

6 Hole depth at an inclination of 3:1

$$H = 1,05 (K + u) \quad (\text{m})$$

7 Maximum burden

$$V_{\text{max}} = V_1 + F \quad (\text{m})$$

Bottom Charge

8 Charge concentration

$$l_b = \frac{V_{\text{max}}^2}{2} \quad (\text{kg/m})$$

9 Height

$$h_b = 1,3 \times V_{\text{max}} \quad (\text{m})$$

10 Weight

$$Q_b = l_b \cdot h_b \quad (\text{kg})$$

Column Charge

11 Weight

$$Q_p = Q_{\text{co-ord}} - Q_b \quad (\text{kg})$$

12 Uncharged part

h_o should be selected in consideration to V_1 and the charge concentration in the column. Normally h_o is equal to V_1 but no less than 0,7 m.

TWO CHARGE UNITS IN ONE DRILL HOLE

The co-ordinating charge can also be reduced by dividing up the charge in each hole into two (or several) units separated by a sand plug and fired at different delays. To make sure that no flash-over occurs, this sand plug should have a length of about one metre.

The calculation procedure is carried out in the following way.

Spacing

1 Maximum burden

$$V_{\max} = \sqrt{\frac{Q_{\text{co-ord}}}{0,64}} \quad (\text{m})$$

Subdrilling

$$U = 0,5 \cdot V_{\max} \quad (\text{m})$$

3 Hole depth at an inclination of 3:1

$$H = 1,05 (k \cdot U) \quad (\text{m})$$

4 Faulty drilling

$$F = \frac{3 \cdot d}{1000} + \frac{3 \cdot H}{100} \quad (\text{m})$$

5 Practical burden

$$V_1 = V_{\max} - F \quad (\text{m})$$

6 Practical spacing

$$L_1 = 1,25 \cdot V_1 \quad (\text{m})$$

Practical spacing is adapted to the bench width.

Lower charge unit

Lower bottom charge

7 Weight

$$Q_{bl} = Q_{\text{co-ord}} \quad (\text{kg})$$

8 Height

$$h_{bl} = 1,3 \cdot V_{\max} \quad (\text{m})$$

Correct the height according to the chosen charge unit.

9 Length of the sand plug

$$h_s \geq 1,0 \text{ m}$$

Upper charge unit

10 Length of remnant part of the drill hole used for charging

$$h_r = H - h_{bl} - h_s \quad (\text{m})$$

11 Faulty drilling

$$F_u = \frac{3 \cdot d}{1000} + \frac{3 \cdot h_r}{100} \quad (\text{m})$$

12 Maximal burden

$$V_{\max u} = V_1 + F_u \quad (\text{m})$$

Upper bottom charge

13 Weight

$$Q_{bu} = 0,49 \cdot V_{\max u}^3 \quad (\text{kg})$$

14 Height

$$h_{bu} = 1,3 \cdot V_{\max u} \quad (\text{m})$$

Upper column charge

15 Charge concentration

$$I_{pu} \text{ (kg/m) according to table, Appendix 4}$$

16 Uncharged part

$$h_o \geq 0,7 \text{ m}$$

17 Height

$$h_{pu} = h_r - h_{bu} - h_o \quad (\text{m})$$

18 Weight

$$Q_{pu} = I_{pu} \cdot h_{pu} \quad (\text{kg})$$

19 Total upper charge weight

$$Q_u = Q_{bu} + Q_{pu} \leq Q_{\text{co-ord}} \text{ (kg)}$$

Total charge weight

$$Q_{tot} = Q_{bl} + Q_u \quad (\text{kg})$$

3 CAUTIOUS TRENCH BLASTING

3.1 REDUCED BURDEN AND SPACING

1 Maximum co-ordinating charge

Q_{co-ord} (kg) according to table, Appendix 1

2 Number of holes across width

n according to tables for trench blasting

3 Permitted charge per row

$$Q_{row} = n \times Q_{co-ord} \quad (\text{m})$$

4 Hole depth

H (m) according to tables for trench blasting

5 Specific charge

q (kg/m^3) according to diagram, Appendix 5

6 Practical burden

$$V_1 = \frac{Q_{row}}{q \times k \times b} \quad (\text{m}) \quad \begin{array}{l} k = \text{Bench height} \\ b = \text{Bench width} \end{array}$$

7 Bottom charge

Q_b (kg) according to diagram, Appendix 5

8 Height of bottom charge

$$h_b = \frac{Q_b \times 1000}{d^2} \quad (\text{m}) \quad \begin{array}{l} d = \text{diameter in} \\ \text{bottom of drill hole} \end{array}$$

9 Uncharged part

$$h_u \geq V_1 \quad (\text{m})$$

10 Height of column charge

$$h_p = H - h_b - h_u \quad (\text{m})$$

11 Concentration of column charge

l_p (m) according to table, Appendix 4

12 Column charge

$$Q_p = l_p \times h_p \quad (\text{kg})$$

13 Total charge

$$Q_{tot} = Q_b + Q_p \quad (\text{kg})$$

Check that $Q_{tot} \leq Q_{co-ord}$

3.2 TWO CHARGE UNITS IN ONE DRILL HOLE

The depth of the trench > 1.5 m.

SPACING

1 Maximum co-ordinating charge

Q_{co-ord} (kg) according to table, Appendix 1

2 Number of holes across width

n according to tables for trench blasting

3 Hole depth

H (m) according to tables for trench blasting

4 Practical burden ≤ 0.8 m

V_1 (m) according to table, Appendix 6

$$(Q_{co-ord} = Q_b)$$

5 Practical spacing

$$x_1 = \frac{b}{n-1} \quad (\text{m})$$

Lower charge unit

Lower bottom charge

6 Weight

$$Q_{bl} \leq Q_{co-ord} \quad (\text{kg})$$

(depends on the practical burden)

Height

h_{b1} (m) according the chosen charge unit

8 Height of sand plug

$h_s \geq 1.0$ m

Upper charge unit

9 Length of remnant part of the drill hole used for charging

$h_r = H - h_{b1} - h_s$ (m)

Upper bottom charge

10 Weight

Q_b according to diagram, Appendix 6 (with trench depth = h_k and practical burden = V_f)

Only 75% of Q_b is demanded.

$Q_{bu} = 0,75 Q_b$ (kg)

11 Height

h_{bu} (m) according the chosen charge unit.

Upper column charge

12 Charge concentration

l_{pu} according to table, Appendix 4

13 Uncharged part

$h_o \geq 0,7$ m

14 Height

$h_{pu} = h_r - h_{bu} - h_o$ (m)

15 Weight

$Q_{pu} = l_{pu} \cdot h_{pu}$ (kg)

16 Total upper charge

$Q_u = Q_{bu} + Q_{pu}$ (kg)

Check that $Q_u \leq Q_{co-ord}$

If not, you have to reduce the column charge if possible. Otherwise you have to reduce burden and spacing more.

17 Total charge

$Q_{tot} = Q_b + Q_u$ (kg)

4 CAUTIOUS TUNNEL BLASTING

There has been a great increase during recent decades concerning tunnel blasting. Former tunnel blasting was performed in mining. Today tunnels are being blasted for (except mining) water, drain, remote district heating, traffic, railways etc. Today storage in rock (oil, water, liquid gas etc) is of great importance. Blasting underground will become most common during the next decades.

When blasting underground in built-up areas, you usually are in the immediate vicinity of existing buildings. Cautious tunnel blasting therefore has become a common employment when working with the above mentioned operations. Where a tunnel passes under or in immediate vicinity of buildings or sensitive installations, ground vibrations constitute the primary problem. Air shock waves and fly rock occur when tunnels are being opened.

There is a great demand for experience and ability of the personnel engaged in cautious tunnel blasting. During the last decades, the technique of underground blasting has developed extremely rapid. In spite of that, it is impossible to give general calculation principles.

When blasting tunnels, you are working with constricted holes. To get less ground vibrations, you have to limit the co-ordinating charge and reduce the constriction. The following advice can be taken into consideration.

- Use a suitable ignition pattern with less drill holes per delay number.
- Reduce spacing to get less charge in each drill hole.
- Choose a fitting drill hole diameter to get the right spacing and charge in each drill hole.
- Limit the advance in each round.
- Divide one round into several rounds, blasting just a couple of holes in each round.

Former the use of different types of cuts with angled drill holes (e.g. V-cut) was considered to give less ground vibrations than parallel hole cuts. Today you can use parallel hole cuts with one or two empty large holes with satisfying result.

Limiting the advance is a very important measure to reduce construction and the ground vibrations. Advances of 1 och 1,6 m are then rather common.

Experience and knowledge together with precision are today the most important qualities in underground blasting in general and in cautious underground blasting in particular, giving better result than most general rules.

5 ECONOMICAL ASPECTS ON CAUTIOUS BLASTING

When blasting in areas, where consideration must be taken to ground vibrations, air shock waves and fly rock, the blasting costs naturally increases. Among other things, this depends on:

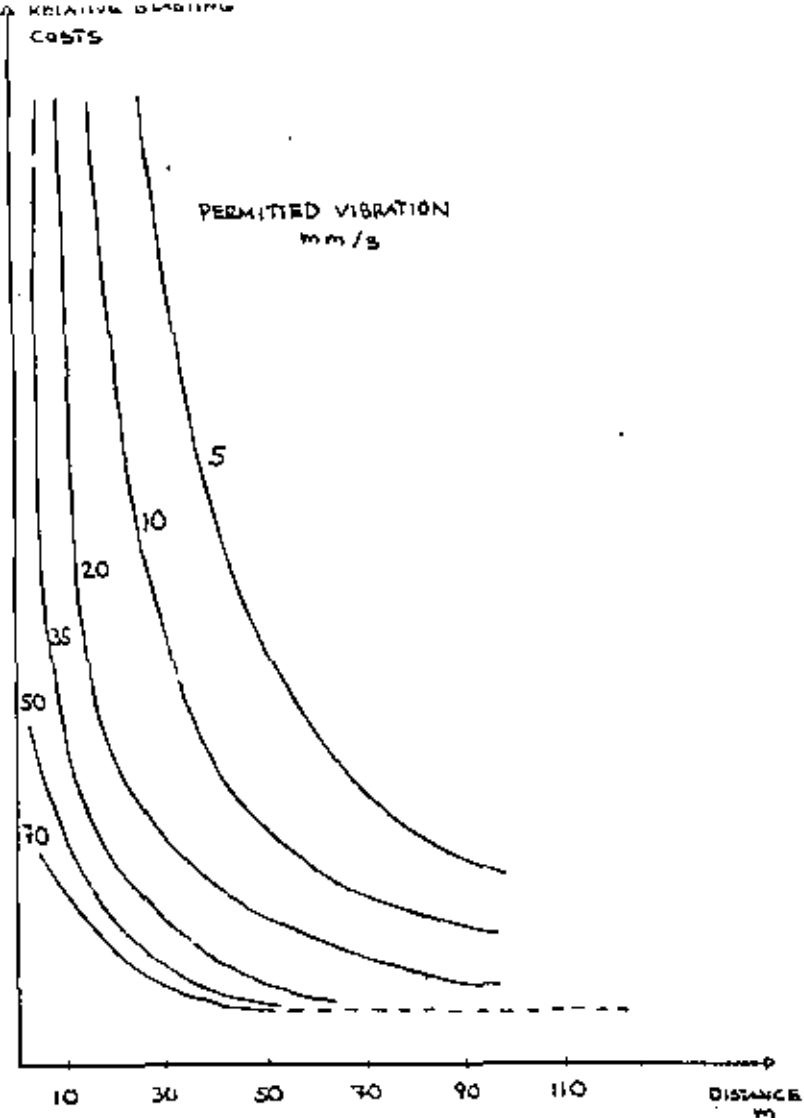
- An increase in specific drilling
- An increase in charging costs
- A larger number of blasting operations
- An increase in covering costs
- An increase in costs for planning, inspections, measuring, contacts with authorities, insurance etc.

It is very difficult to make general calculations of the increase of blasting costs for cautious blasting. An example from a practical case in Sweden gives us the costs in relation to the permitted ground vibration:

Permissible vibration velocity mm/s	Relative cost
Free blasting	a
70	2 x a
50	3 x a
35	4 x a
25	7 x a
18	10 x a

Note: This is just from one practical case.

Another example is the following diagram, where the use of small diameter drill holes and limited bench height is pre-assumed. The diagram shows the effect of ground vibration restrictions on pure blasting work. It can be seen that the costs are particularly high within a distance of 10 m from buildings or installations.

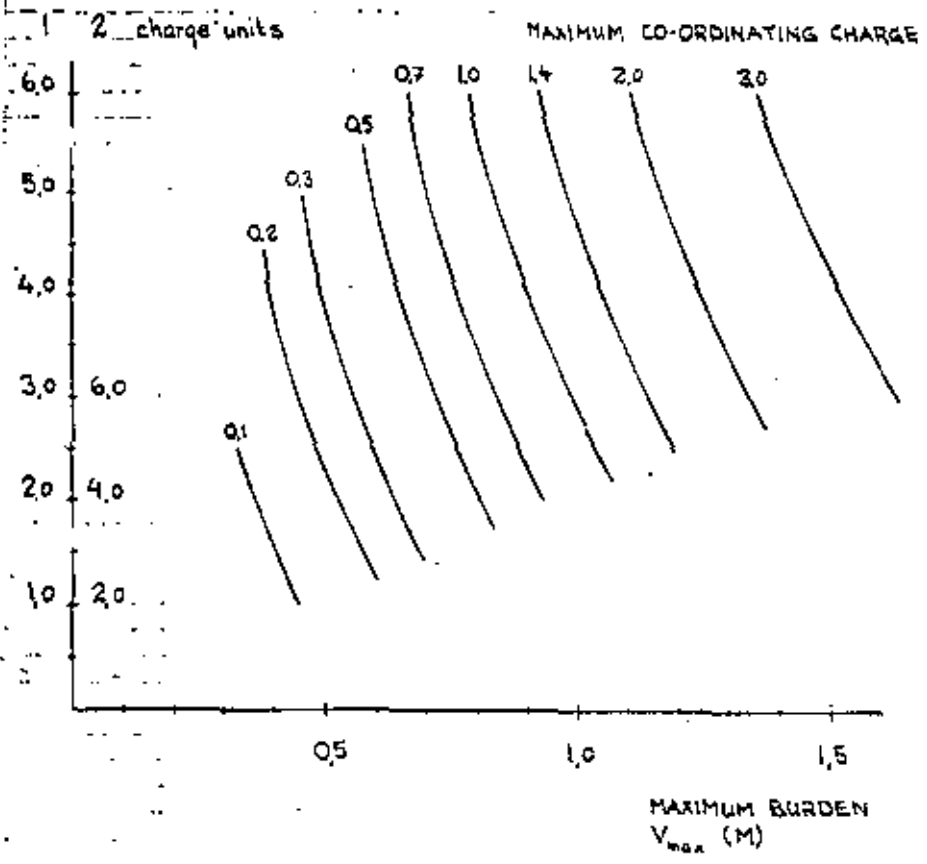


When calculating costs for cautious blasting you have to find the optimal solution for the subject. Sometimes you can permit a damage on a building if the economical compensation is less than the increase of the blasting costs. Planning and calculating cautious blasting demands personal with great knowledge and experience.

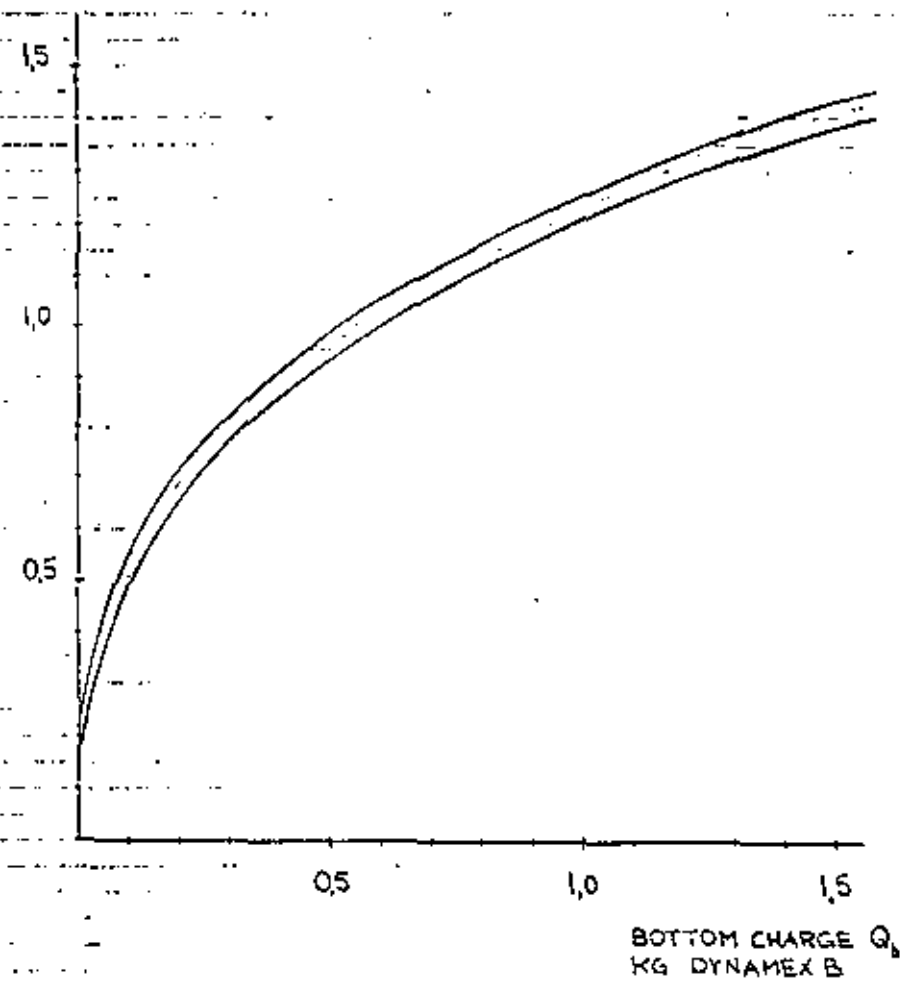
MAXIMUM BURDEN

BOTTOM CHARGE

BENCH HEIGHT K (M)



MAXIMUM BURDEN V_{max} (M)

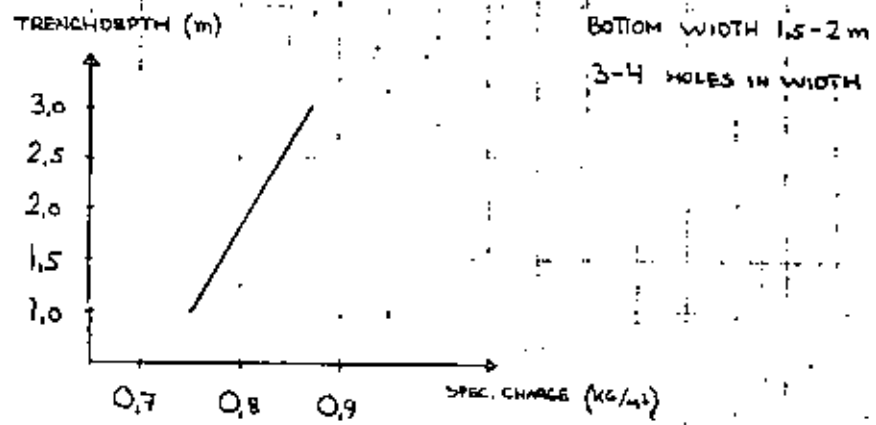
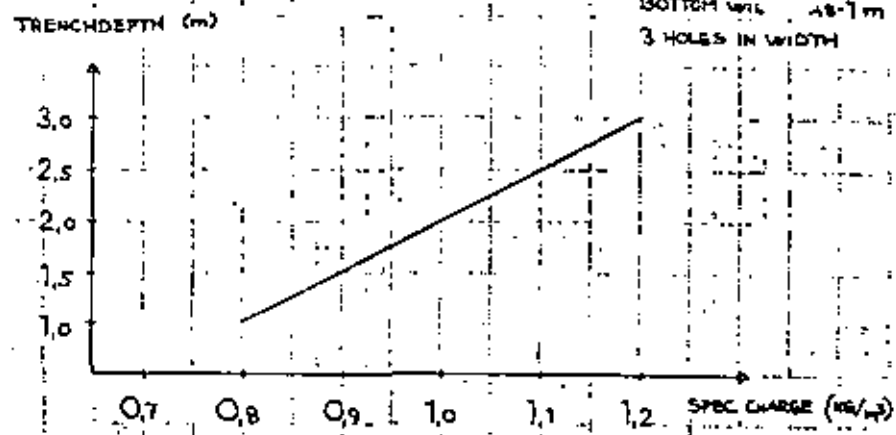


Section of column charge

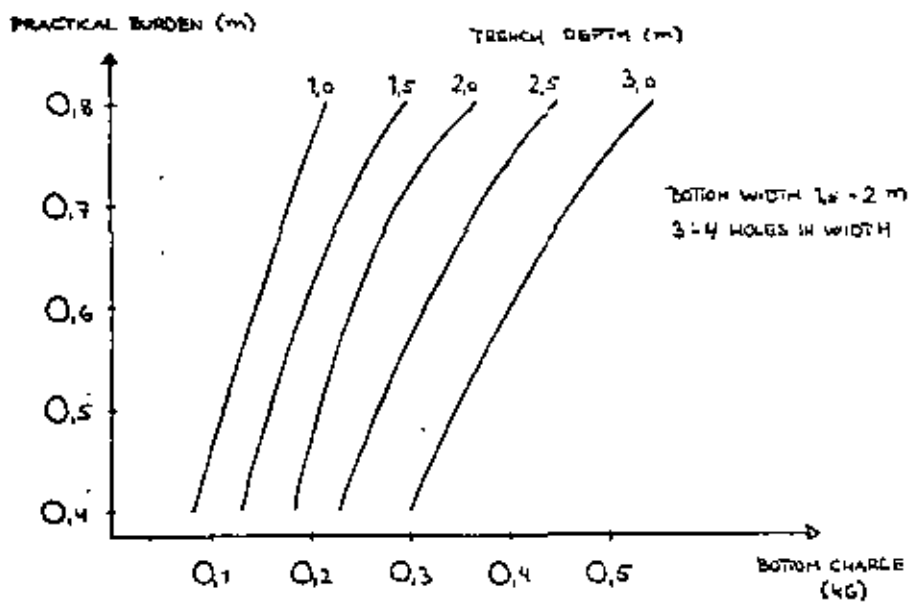
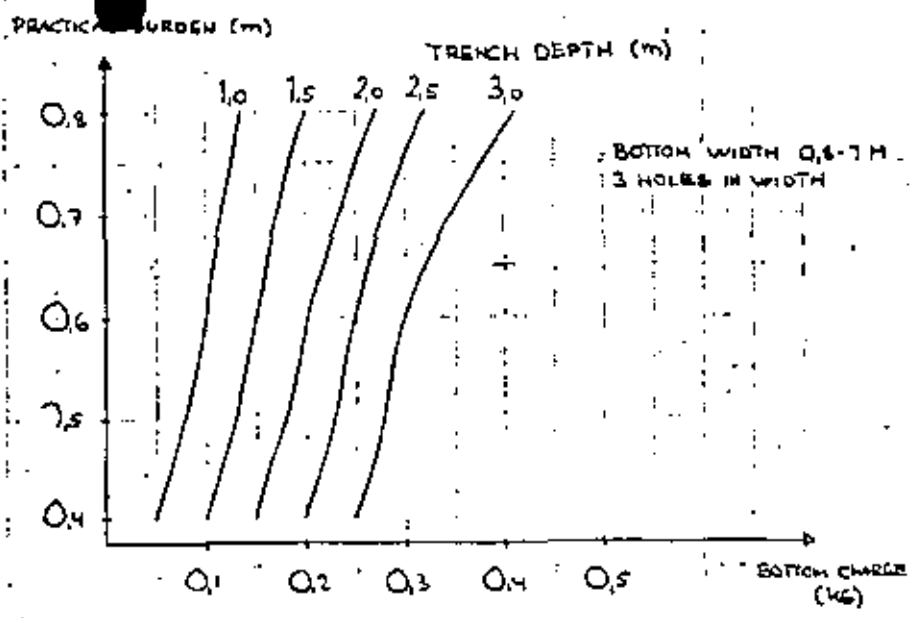
TRENCH BLASTING

PRACTICAL BURDEN V_1 (m)	MINIMUM CHARGE CONCENTRATIONS $\frac{1}{P}$ (kg DxB/m)	SUITABLE EXPLOSIVES	CHARGE (kg/m)	CONCENTRATION (kg DxB/m)
0.3	0.05	11 mm GURITE	0.11	0.06
0.4	0.07	11 mm GURITE	0.11	0.08
0.5	0.09	11 mm GURITE 1/4 carr. DxB	0.15	0.12
0.6	0.11	Ditto		
0.6	0.11	17 mm GURITE	0.24	0.18
0.7	0.14	Ditto		
0.8	0.18	17 mm GURITE 1/4 carr. DxB	0.26	0.21
0.9	0.22	17 mm GURITE 1/2 carr. DxB	0.28	0.23
1.0	0.26	17 mm GURITE 1 carr. DxB	0.32	0.27
1.1	0.30	22 mm NABITE	0.40	0.36
1.2	0.35	Ditto		
1.3	0.40	22 mm DYNAMITE	0.50	0.50

Cartridges of DxB in the table is referring to the dimension 33x200 mm.

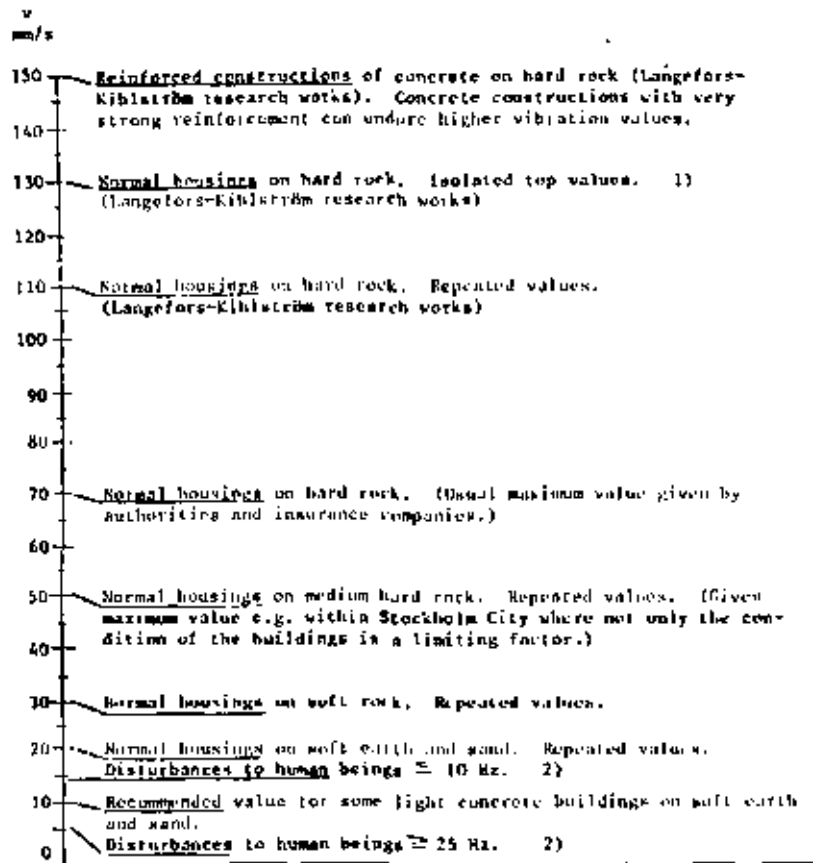


CAUTIOUS APPENDIX G
TRENCH BLASTING



Distance m	Charge in kg (instantaneous detonation)						
	Group: A	B	C	D	E	F	
0.5				0.02	0.04	0.08	0.10
1	0.008	0.015	0.03	0.06	0.12	0.25	0.50
2	0.025	0.05	0.09	0.2	0.4	0.7	1.4
3	0.040	0.08	0.18	0.33	0.85	1.3	2.6
4	0.06	0.12	0.25	0.5	1.0	2.0	4.0
5	0.09	0.18	0.36	0.73	1.4	2.8	5.8
8	0.12	0.23	0.47	0.95	1.9	3.8	7.2
7	0.14	0.27	0.57	1.15	2.3	4.6	9.2
8	0.16	0.30	0.72	1.45	2.9	5.8	11.8
9	0.2	0.42	0.85	1.70	3.4	6.8	13.8
10	0.25	0.5	1.0	2.0	4.0	8.0	16.0
12	0.3	0.8	1.3	2.5	5.2	10.5	21
14	0.4	0.9	1.6	3.2	6.4	13.0	28
16	0.5	1.0	2.0	3.8	7.8	15.5	31
18	0.6	1.2	2.4	4.7	9.4	19	38
20	0.7	1.4	2.8	5.8	11	22	44
30	1.0	2.0	4.0	8.0	16	32	64
35	1.3	2.6	5.2	10.4	21	42	84
40	1.6	3.2	6.5	13	26	52	104
45	2.0	4.0	8.0	16	32	64	128
50	2.4	4.8	9.5	19	38	76	152
55	2.8	5.5	11	22	44	88	176
60	3.3	6.5	13	26	52	104	208
65	3.8	7.5	15	30	60	120	240
70	4.3	8.5	17	34	68	136	272
75	4.8	9.5	19	38	78	152	304
80	5.3	10.5	21	42	84	168	336
85	5.8	11.5	23	46	92	184	368
90	6.4	12.6	25.5	51	102	204	408
95	7.0	14.0	28	56	112	224	448
100	7.8	15.2	30	61	122	244	488
110	8.5	16.5	33	66	132	264	528
120	9.3	18.5	37	74	148	296	592
130	10.5	21.9	42	84	168	336	672
140	11.7	23.5	47	94	188	376	752
150	13.2	26.3	52.5	105	210	420	840
160	14.5	29.0	58	116	232	464	928
180	16.0	32.0	64	128	256	512	1024
170	17.5	35.0	70	140	280	560	1120
180	19.0	38.3	76.5	153	306	612	1224
190	20.7	41.5	83	166	332	664	1328
200	22.5	45.0	90	180	360	720	1440

The groups A - G depend on the permissible ground vibration for the building, installation etc.
C is the normal group.



Maximum allowed values on vibration velocity (v) in normal housing areas in consideration of the ground conditions of the buildings.

- 1) Normal housing = buildings with concrete foundation, concrete floor and brick walls.
- 2) According to Reiter and Meister (These investigations are not a part of the investigations that Table 1 is based upon).



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

CIMENTACIONES ANCLADAS EN ROCA

ING. RAUL CUELLAR BORJA

JUL10, 1982

CIMENTACIONES ANCLADAS EN ROCA

ING. RAÚL CUÉLLAR BORJA

AUXILIAR TÉCNICO

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

SE PRESENTAN EN FORMA RESUMIDA ALGUNAS EXPERIENCIAS SOBRE EL DESARROLLO TENIDO EN EL USO DE ANCLAS EN CIMENTACIONES APOYADAS EN ROCA, DENTRO DE LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, DESDE 1972 HASTA LA FECHA. EL DESARROLLO DE ESTE TIPO DE CIMENTACIONES HA SIDO PROPICIADO POR LA NECESIDAD DE SIMPLIFICACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS TRADICIONALES, DE SOPORTAR LAS CARGAS DE TENSIÓN CON PESO PROPIO Y/O PESO MUERTO DE LAS CIMENTACIONES. LO ANTERIOR HA SIDO FACILITADO A TRAVÉS DEL USO, CADA MEZ MÁS EFICIENTE, DE LAS MAQUINAS DE BARRENACIÓN EN ROCA.

EL TEMA COMPRENDE LAS SIGUIENTES PARTES :

- A).- EL USO DE ANCLAS EN CIMENTACIONES APOYADAS EN ROCA, ES BÁSICAMENTE PARA SOPORTAR CARGAS DE TENSIÓN, MENCIONANDO LAS VENTAJAS ECONÓMICAS Y DE CONSTRUCCIÓN.
- B).- DESCRIPCIÓN DE ALGUNAS DE LAS SOLICITACIONES DE CARGA EXTERNA QUE SE PRESENTAN EN LAS CIMENTACIONES ANCLADAS EN ROCA COMO SON : PRESIÓN DE VIENTO, EFECTO DE VIBRACIONES SÍSMICAS O DE MAQUINARIA, EMPUJES SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN, ROTURA DE CABLES, SUBPRESIÓN HIDRÁULICA POR ESCURRIMIENTO DE AGUA SOBRE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS, PRESIÓN DE PORO POR FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LA ROCA DE CIMENTACIÓN EN ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS, SUBPRESIÓN ATMOSFÉRICA POR EFECTOS DE FLUJO TURBULENTO EN ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS Y FUERZAS DE EXPANSIÓN POR EFECTOS DE SATURACIÓN DE LA ROCA DE CIMEN

CIÓN.

- C).- RELACIÓN DE ESTRUCTURAS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES --- MÁS USUALES, EN LOS QUE SE UTILIZAN ANCLAS PARA SOPORTAR LAS CARGAS DE TENSIÓN TRANSMITIDAS A SU CIMENTACIÓN ENUMERANDO LAS SIGUIENTES: MUROS DE CONTENCIÓN, ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS, TENSORES, COLUMNAS, TORRES, MARCOS, MUERTOS, BASE PARA MAQUINARIA.
- D).- CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO DE CIMENTOS ANCLADOS EN ROCA TANTO EN LO REFERENTE AL CONOCIMIENTO DE LAS PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE LA ROCA (CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO), INCLUYENDO LA DETERMINACIÓN O SUPOSICIÓN DEL FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LA ROCA Y EFECTOS DE EXPANSIÓN DE LA MISMA POR SATURACIÓN, COMO EN LA GEOMETRÍA MISMA DE LAS CIMENTACIONES PARA AUMENTAR SU RESISTENCIA ESTRUCTURAL, TRATANDO DE ELIMINAR, O DISMINUIR APRECIABLEMENTE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES DE TAL MANERA QUE RESULTEN ELEMENTOS ESTRUCTURALES -- SIMPLÉS COMO: COLUMNAS CORTAS, MUERTOS DE ANCLAJE, MUROS EN VOLADIZO, ETC. SE MENCIONA TAMBIÉN LA REVISIÓN DE LOS EFECTOS POTENCIALES DE CORROSIÓN EN LAS ANCLAS Y SU PREVENCIÓN.
- E).- DIBUJOS MOSTRANDO LA GEOMETRÍA Y REFUERZO ESTRUCTURAL EN DIFERENTES TIPOS DE CIMENTOS ANCLADOS EN ROCA - - (SE INCLUYEN BASES PARA TORRES, COLUMNAS Y MARCOS; - MALACATES Y MAQUINARIA, ANCLAS PARA SUJECIÓN DE TENSORES Y MUROS DE CONTENCIÓN).
- F).- EJEMPLO SOBRE LAS CONDICIONES DE ANÁLISIS QUE DEBEN HACER EN EL DISEÑO DE ANCLAS PARA UNA ESTRUCTURA HIDRÁULICA VERTEDORA, CON CANAL DE DESCARGA Y TANQUE -- AMORTIGUADOR.

- g).- SE ANEXAN ALGUNAS GRÁFICAS DE CARGA - DEFORMACIÓN RESULTANTES DE PRUEBAS DE CARGA DE COMPRESIÓN Y TENSIÓN EN DOS ZAPATAS DE CONCRETO ANCLADAS, PARA TORRES DE TRANSMISIÓN.

CIMENTACIONES ANCLADAS EN ROCA

USO DE ANCLAS : - PARA SOPORTAR CARGAS DE TENSIÓN
(EN SUSTITUCIÓN DE PESO MUERTO)

VENTAJAS ECONÓMICAS Y DE CONSTRUCCIÓN

- REDUCEN O ELIMINAN EL VOLUMEN DE EXCAVACIÓN.
- REDUCEN EL VOLUMEN DE CONCRETO
- DISMINUYE EL TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN.

CARGAS TÍPICAS SOPORTADAS POR ANCLAS

- + VIENTO
- + VIBRACIONES - NATURALES - ARTIFICIALES
- + EMPUJES - DE TERRENO - HIDROSTÁTICOS
- + ROTURA DE CABLES
- + SUBPRESIÓN HIDRÁULICA - FLUJO DE AGUA SOBRE LA ESTRUCTURA
 - FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LA MASA DE ROCA.
- + SUBPRESIÓN ATMOSFÉRICA (EFECTO DE CAVITACIÓN POR TURBULENCIA)
- + EXPANSIÓN DE LA ROCA O DE MATERIALES ARCILLOSOS.

CIMENTACIONES ANCLADAS EN ROCA

USO DE ANCLAS :

- PARA SOPORTAR CARGAS DE TENSION
(EN SUSTITUCIÓN DE PESO MUERTO)

VENTAJAS ECONOMICAS Y DE CONSTRUCCION

- REDUCEN O ELIMINAN EL VOLUMEN DE EXCAVACIÓN
- REDUCEN EL VOLUMEN DE CONCRETO
- SE ACORTA EL TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN

CARGAS TÍPICAS SOPORTADAS POR ANCLAS

- + VIENTO
- + VIBRACIONES .- NATURALES - ARTIFICIALES
- + EMPUJES .- HIDROSTÁTICOS - DE TERRENO
- + ROTURA DE CABLES
- + SUBPRESIÓN HIDRODINÁMICA - ESCURRIMIENTO DE AGUA SOBRE LA ESTRUCTURA
- + SUBPRESIÓN HIDRÁULICA - FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LA MÁSA DE ROCA
- + SUBPRESIÓN ATMOSFÉRICA - EFECTO DE CAVITACIÓN POR FLUJO TURBULENTO
- + EXPANSIÓN DE LA ROCA O DE MATERIALES ARCILLOSOS
- + EFECTOS DE TEMPERATURA

ESTRUCTURAS Y ELEMENTOS ANCLADOS EN ROCA

- + MUROS DE CONTENCIÓN
- + ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS
 - ESTRUCTURAS VERTEDORAS
 - CANALES
 - TANQUES AMORTIGUADORES
 - ESTRUCTURAS DE DESCARGA
- + COLUMNAS
- + MARCOS
- + TORRES
- + TENSORES
- + MUERTOS
- + BASES PARA MAQUINARIA

CONSIDERACIONES SOBRE DISEÑO DE CIMIENTOS ANCLADOS EN ROCA

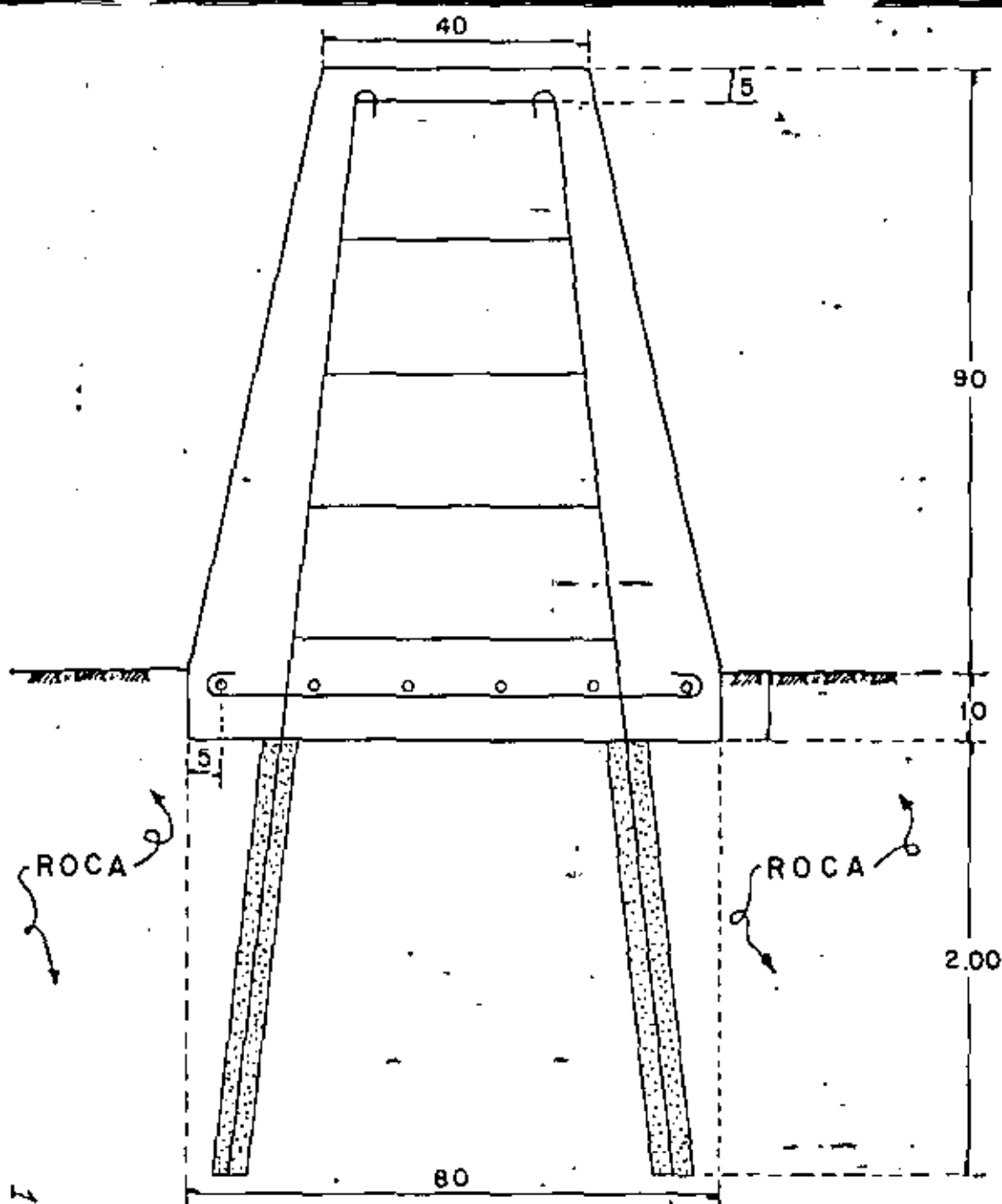
- + CONOCIMIENTO DE LAS PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE LA ROCA. CARACTERIZACIÓN.
- + EVITAR MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA BASE DE CIMENTACIÓN
- + TRATAR QUE EL CIMIENTO TRABAJE COMO COLUMNA CORTA
- + CERRAR LO MÁS POSIBLE EL PATRÓN DE ANCLAJE
- + PREVENIR EFECTOS DE CORROSIÓN EN LAS ANCLAS
- + PARA EL CASO DE SUBPRESIÓN HIDRÁULICA :
 - DETERMINAR EL GRADIENTE HIDRÁULICO : (FLUJO A TRAVÉS DE LA MASA DE ROCA)
- + DETERMINAR EL PÓTENCIAL DE EXPANSIÓN-PRESIÓN, DE LA ROCA O RELLENOS ARCILLOSOS
- + LA LONGITUD DE ANCLAJE SERÁ FUNCIÓN DEL MATERIAL DE MENOR RESISTENCIA (ROCA, MORTERO, LECHADA, RESINA EPÓXICA) Y DEL TIPO DE ESTRUCTURA DE LA ROCA, USO DE GANCHOS DE ANCLAJE.
- + PARA EL CASO DE PRESIÓN HIDRODINÁMICA :
 - DETERMINAR EL IMPACTO SOBRE SALIENTES DE CONCRETO O ROCA EN FUNCIÓN DE LA ENERGÍA CINÉTICA DEL AGUA.

DISEÑO DE ANCLAS PARA UN VERTEDOR CON TANQUE AMORTIGUADOR

- CASOS DE ANÁLISIS :
- TANQUE AMORTIGUADOR LLENO
 - TANQUE AMORTIGUADOR VACIO
 - TANQUE AMORTIGUADOR OPERANDO

EL DISEÑO SE REALIZA PARA RESISTIR EL EMPUJE RESULTANTE DE LA COMBINACIÓN DE LAS FUERZAS SOLICITANTES Y DE LAS RESISTENTES POR PESO PROPIO.

- HACIA ARRIBA :
- CARGA DE VELOCIDAD O DE SUBPRESIÓN (LA MAYOR DE ELLAS)
 - SUBPRESIÓN ATMOSFÉRICA
 - EXPANSIÓN DE LA ROCA POR SATURACIÓN
- HACIA ABAJO :
- PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA
 - PESO DE LA MASA DE ROCA, SUJETA CON ANCLAJE
 - PESO DE LA LÁMINA DE AGUA



NOTAS:

Concreto $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

Mortero: $f'_c = 180 \text{ Kg/cm}^2$

Acero pedestal y anclas $4 \phi 1''$;
 $f'_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

Acero parrilla y estribos,
 $f'_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

Parrilla $6 \phi 1/2''$, dos direcciones

Estribos 5 anillos $\phi 3/8''$

LT. TIZIMIN - CANCUN
 TORRE - B

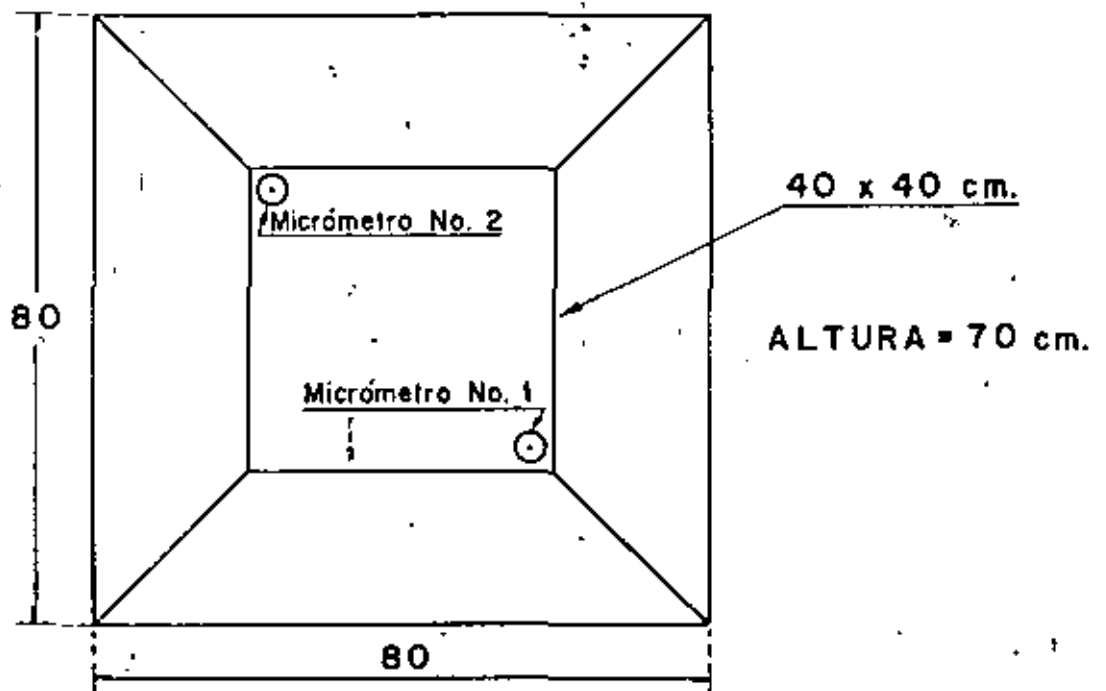
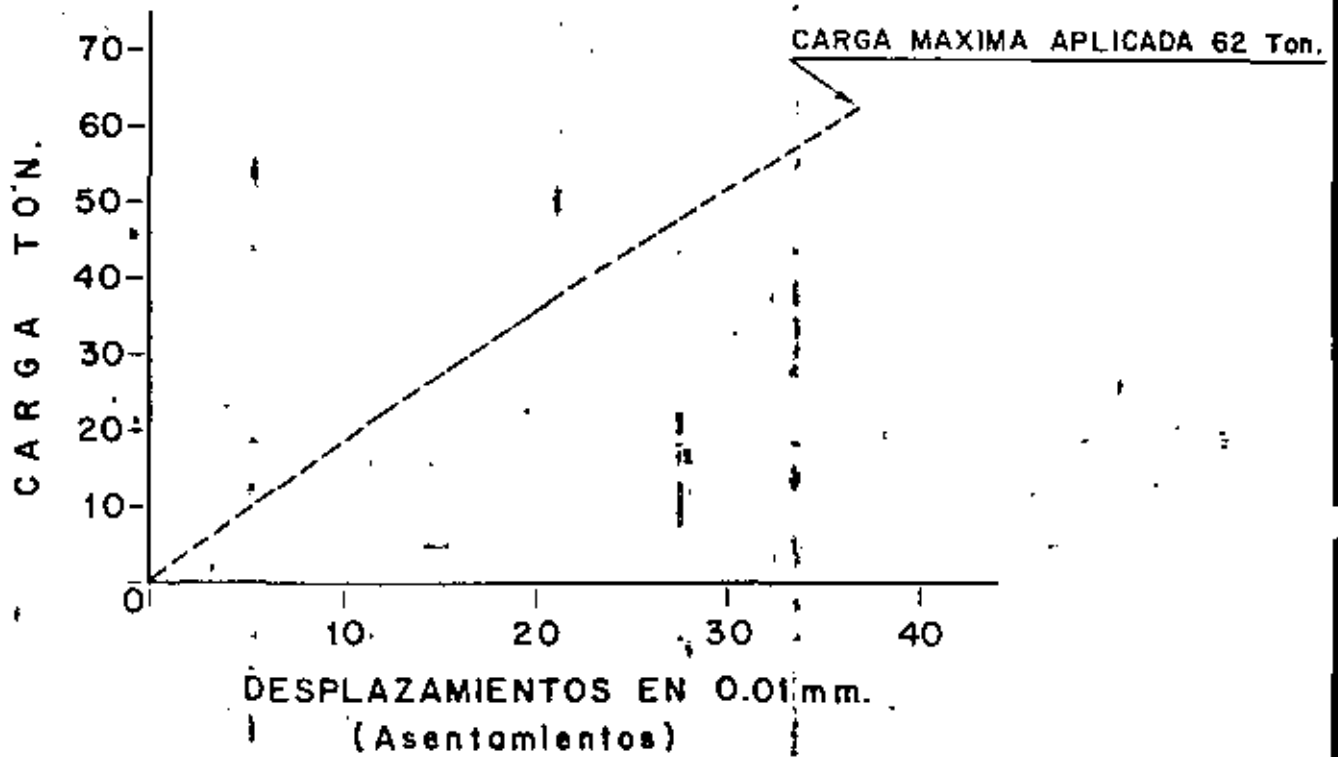
CIMIENTO ANCLADO (Pilón)

JUN. 30 / 1973; MERIDA, YUC.

Acot. en cm.

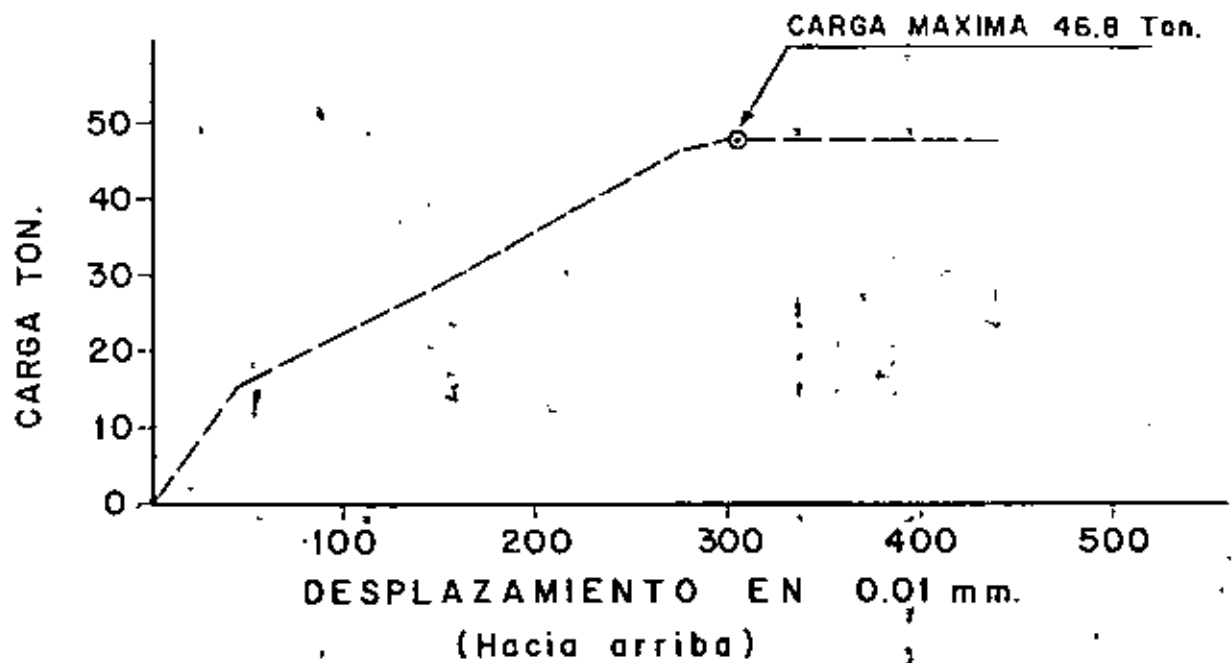
11 Sept. 1973

PRUEBA EN COMPRESION ZAPATA PIRAMIDAL (Pilón) MERIDA

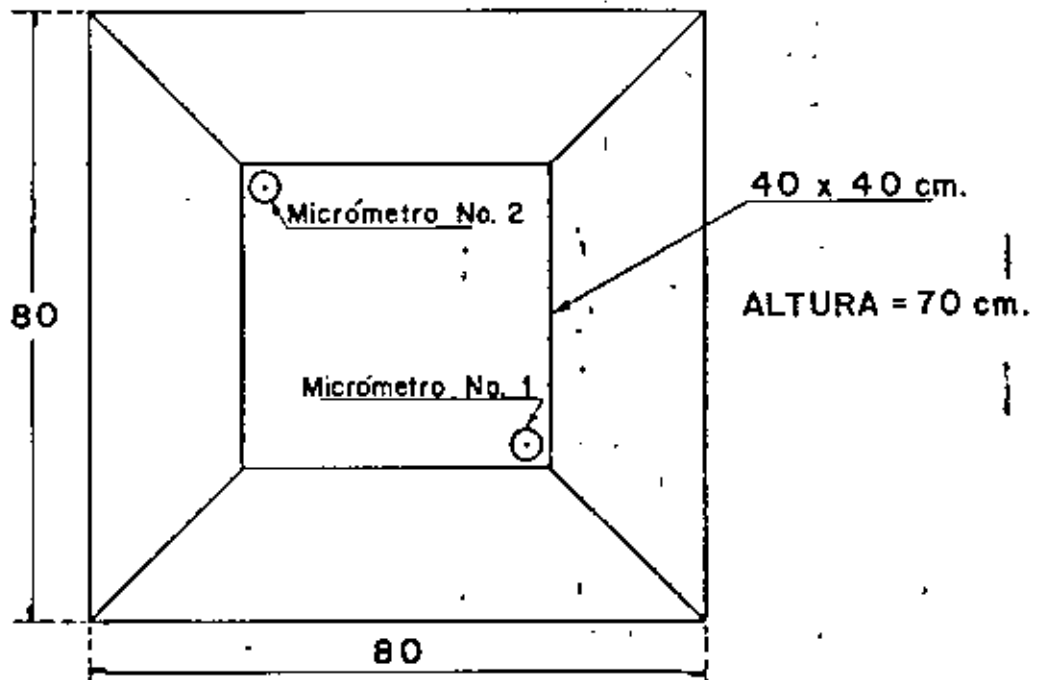


COLUMNA DE SECCION VARIABLE (Pilón).

PRUEBA EN TENSION ZAPATA PIRAMIDAL (Pilon) MERIDA

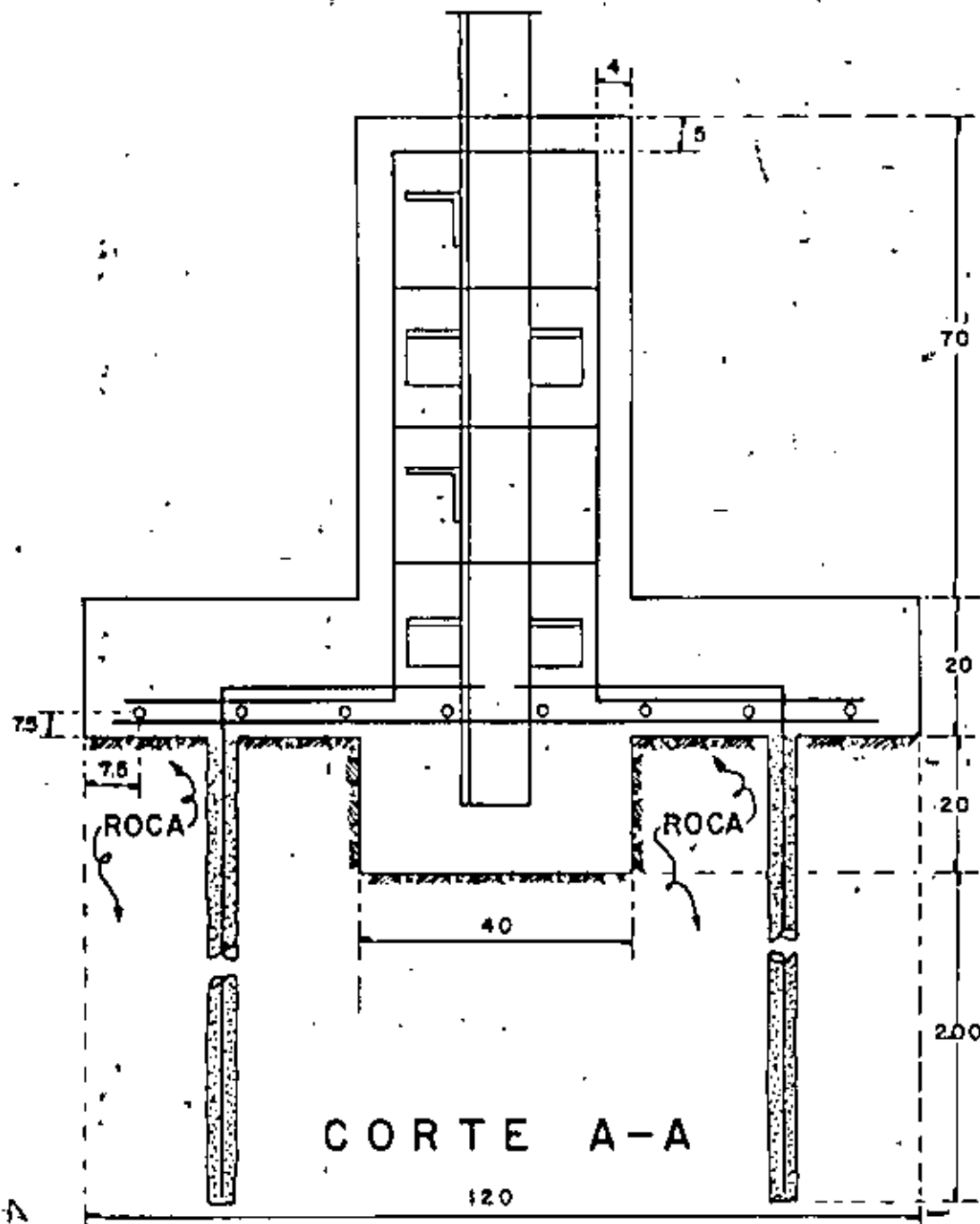


NOTA: No se presentaron fisuras.



COLUMNA DE SECCION VARIABLE (Pilon)

Acot. en cm.



NOTAS:

Concreto $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

Mortero en anclas $f'_c = 180 \text{ Kg/cm}^2$

Acero en pedestal $4 \phi 3/4''$

Acero en zapata $8 \phi 1/2''$

Dos direcciones.

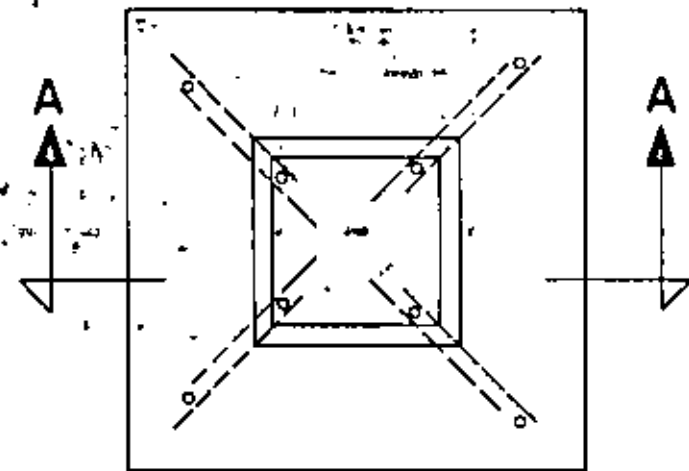
Estribos $4 \phi 3/8''$

$f_y = 2580 \text{ Kg/cm}^2$

Acero en anclas $4 \phi 1''$

$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

Acot. en cm.



P L A N T A

TORRE - B

LT. TIZIMIN CANCUN

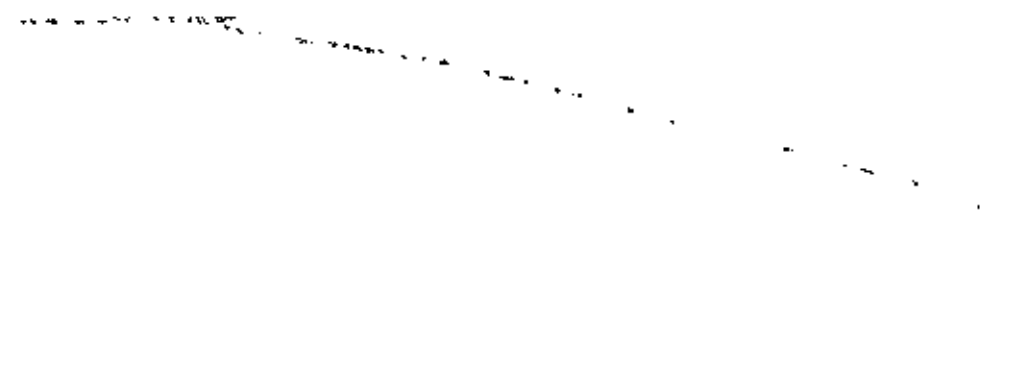
CIMIENTO ANCLADO

Jun. 30 de 1972 Merida, Yuc.

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

SECRET

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION



SECRET

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

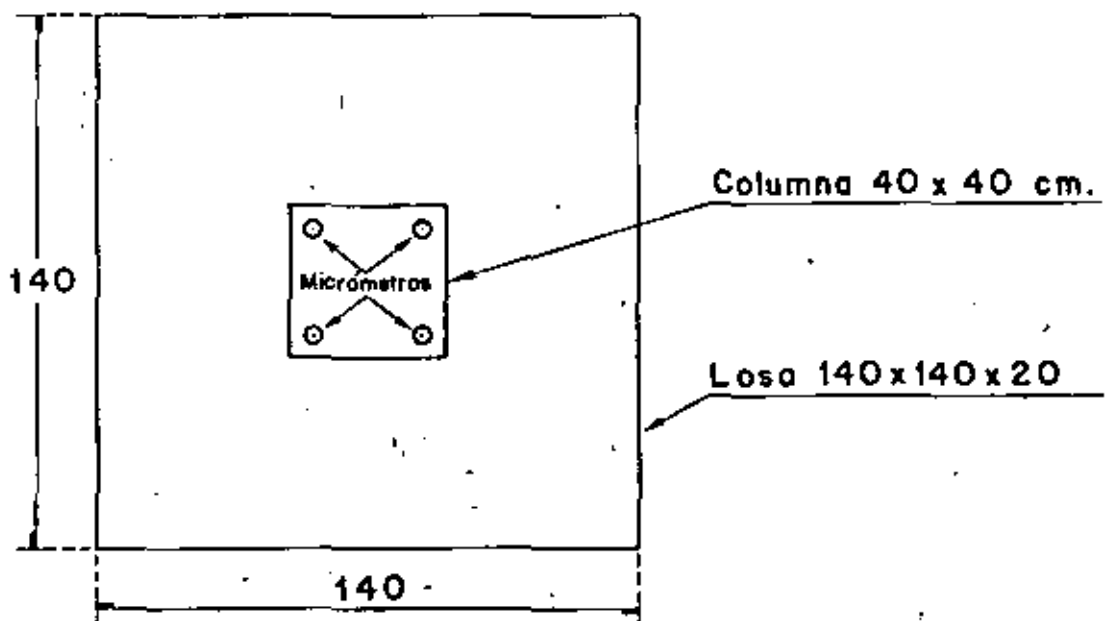
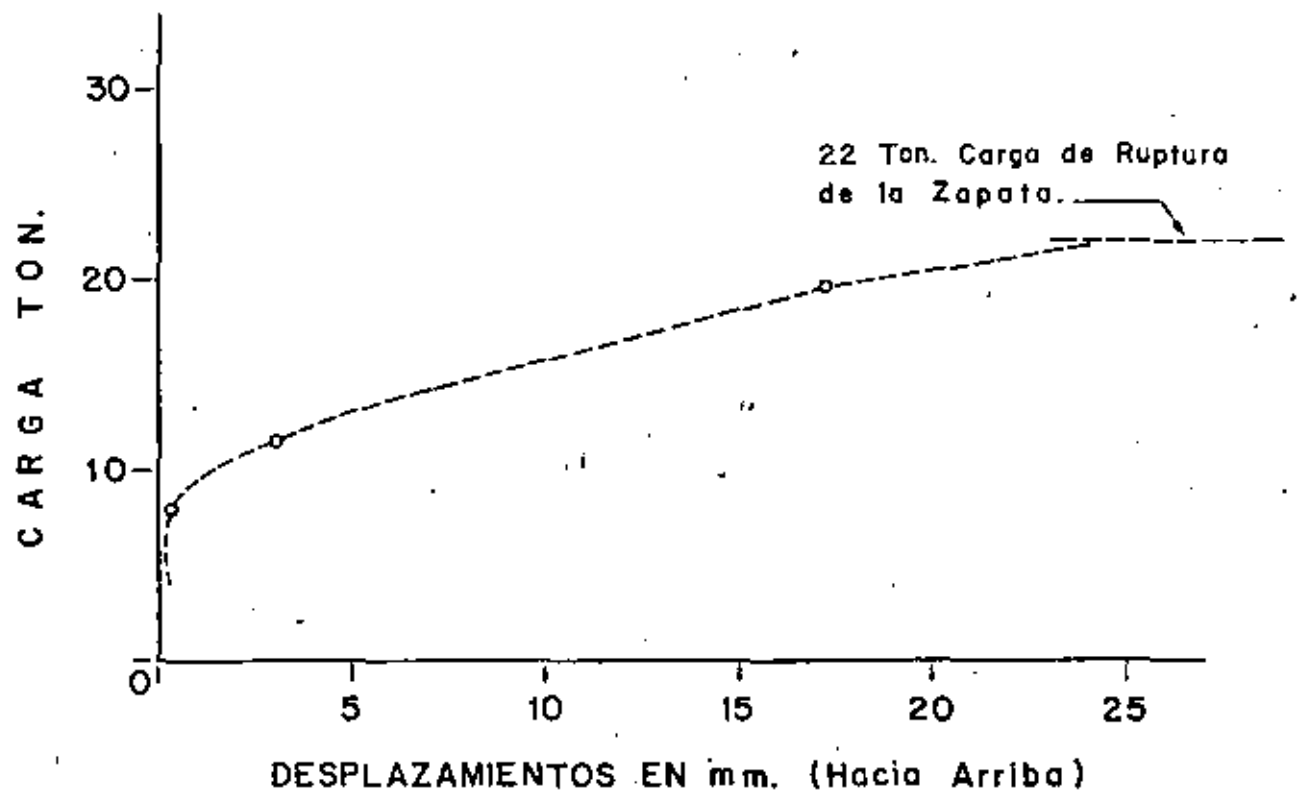
CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

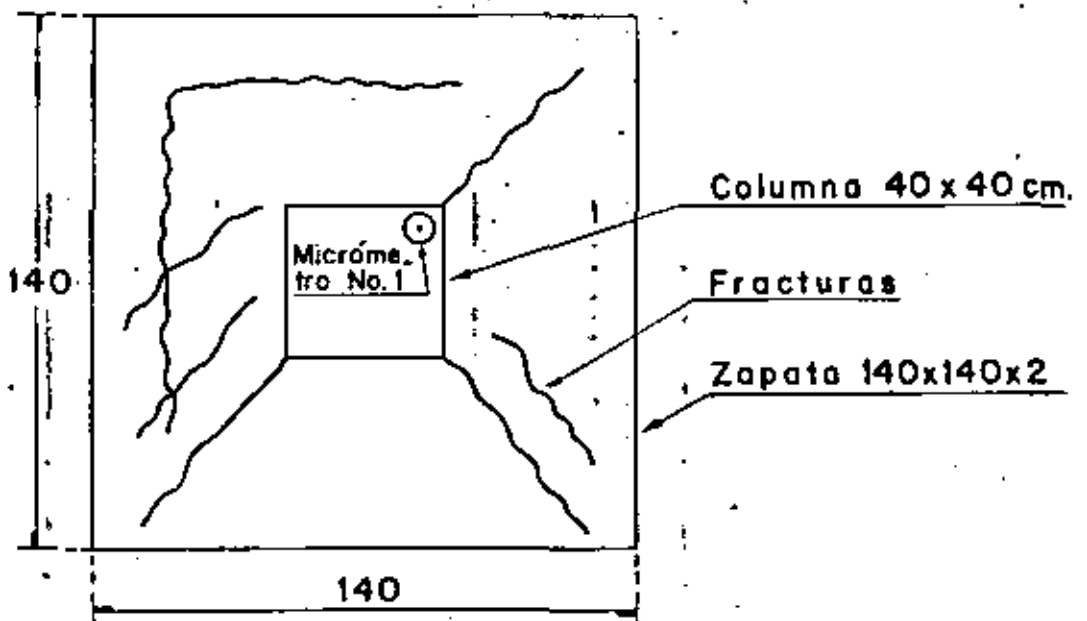
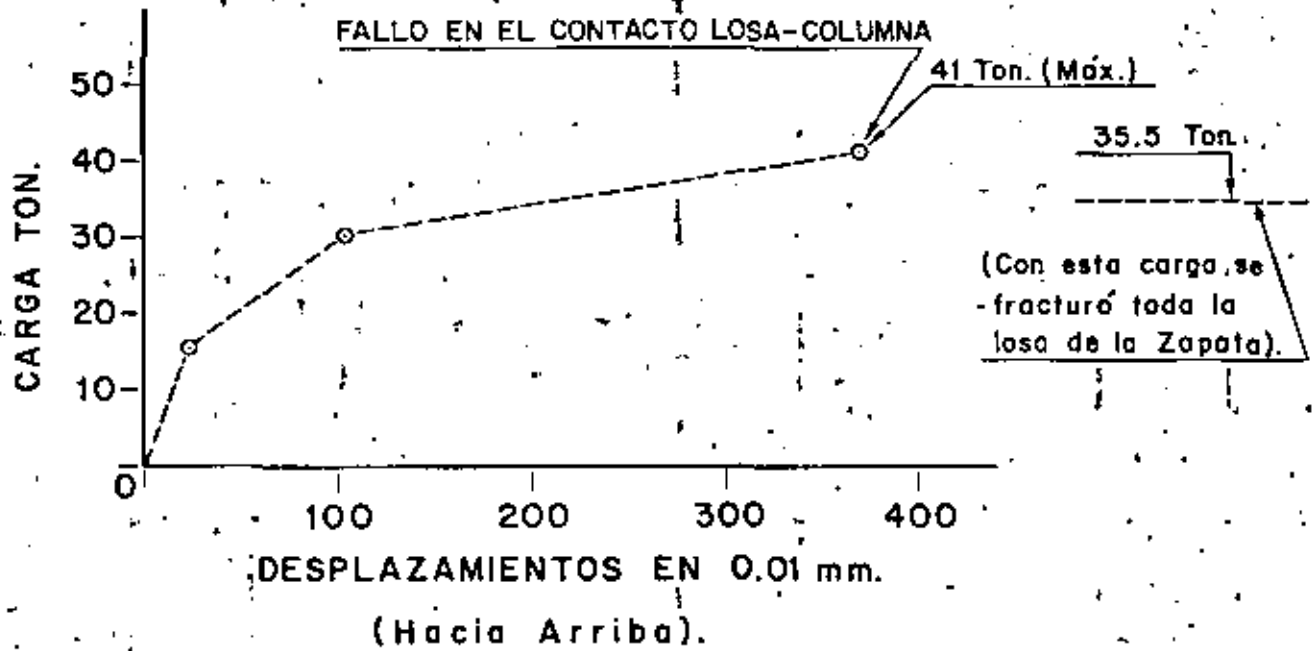
CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

PRUEBA DE TENSION ZAPATA CONVENCIONAL, S.E. CANCUN QROO.



PRUEBA DE TENSION ZAPATA MERIDA



1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

Directorio de Alumnos del Curso: Mecánica de Rocas Aplicada

a la Ingeniería 1982.

1. J. Jesús Banda Loredo
C.F.E.
Atlixco 432
Tlaltenango
Cuernavaca, Mor.
38331
2. Carlos G. Castellano Merckle
C. F. E.
P.R.El Caracol, Gro.
60444
3. Leovigildo Cepeda Osvilla
Facultad de Ingeniería
UNAM
México, D.F.
550 00 40
4. Ernesto Curiel Hernández
MICARE
5. Manuel García López
Ingeniería y Geotecnia Ltda.
Diagonal 127 A NO.17-20
Bogota
2746367
6. José Luis Garrido Uribe
C F E
P.H.Caracol, Gro.
Municipio de Apaxtla, Gro.
60443
7. Jesús González y Denetro
8. Enrique Martínez Rodríguez
C. F. E.
Rubén Darío 200
Colinas de San Jerónimo
Monterrey, N.L.
348 68 54
9. Víctor Manuel Maldonado Leal
SARH
Pesqueira 267
Los Archos
Hermosillo, Son.
339 82
10. Hilario Mendoza Bernal
Minera Carbonífera Río Escondido
Mariano Escobedo y Homero
Polanco
México, D.F.
11. José de Jesús Guillermo Moreno Guillén
Industrial Minera Mexico, S.A.
Unidad San Martín
Apdo. Postal 26
Sombrerete, Zac.
C.Postal 99100
12. Víctor Manuel Olarte Ramos
I.M.P.
Jefe de Oficina
Av. Lázaro Cárdenas 152
Lindavista
México, D.F.
5676600
13. Ramón Prieto Vélaz
C.F.E.
14. Alberto Cornelio Sánchez Ramos
Constructora Gral. del Norte
Cerrada de Belares 31-4º
Col. Lomas de Belares
570 01 13
15. Agustín Somellera Pulido
C F E
Rubén Darío 200
Colinas de S. Jerónimo
Monterrey, N.L.
16. Juan Téllez Rodríguez
MICARE
Román Cepeda
P.Negras, Coah.
17. Roberto Valdadares Lagunas
C F E
Ruiz Cortinas 29.
Iguala, Gro.
- Río San Joaquín Edif. 26-D-20
- I.I.I.S.A.
Unidad San Martín
Col. de Empleados
San Martín, Zac.
- Jornaleros 37
Cda. Azteca
V. Carranza
México.
789 01 07
- Saratoga 221
Portales
México, D.F.
519 92 52
- A. Prieto 1624-11
Col. del Valle
B. Juárez
03100 México, D.F.
- Antonio Gona 2057
Col. Florida
Monterrey, N.L.
- Netzahuacoyotl 523
Col. Bravo
P. Negras, Coah.
- M. Ocampo 24-3
Magdalena, Mixhuca
México, D.F.
552 57 59



Directório de Profesores del Curso: MECANICA DE
ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION
1982

1. Dr. Benjamín Celada Tamames
ESBOGA Geotecnica, S.A.
P.º - CASTELLANA 130
MADRID 16
ESPAÑA
99341261 6700
2. M. en C. Víctor Manuel Navarro Hernández
C. Mexicapan 1714 A
Apartado Postal 432
98000 Zacatecas, Zac.
91492:27270
3. Ing. Rolando de la Llata Romero
Secretario
División de Ingeniería en Ciencias de la Tierra
Facultad de Ingeniería, UNAM
México, D.F.
550 00 40
4. Ing. Jorge Armando Rábago Martín (Coordinador)
Jefe
Laboratorio de Mecánica de Rocas
C. F. E.
Augusto Rodín No. 265
Col. Nochebuena
03720 México, D.F.
563. 37 00 Ext. 233
5. Ing. Raúl Cuéllar Borja
C. F. E.
Proyecto Hidroeléctrico
El Caracol
Teloloatan, Gro.
91736 60443
6. Ing. Arturo Bello Maldonado
GEOSISTEMAS, S.A.
Aniceto Ortega No. 1310
Col. del Valle
03100 México, D.F.
Tel. 524 19 97
7. Ing. Javier Bello Maldonado
GEOSISTEMAS, S.A.
Aniceto Ortega No. 1310
Col. del Valle
03100 México, D.F.
Tel. 524 19 97



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION

REPRESENTACION Y ANALISIS DE DATOS GEOLOGICOS EN
DIAGRAMAS ESTEROGRAFICOS

DIAGRAMAS ECUATORIALES

GRAPHIC SOLUTIONS WITH THE STEREO-NET

STRUCTURAL ANALYSIS

EVALUATION OF POTENTIAL SLOPE PROBLEMS

JOINTS

METODO DE BARTON

ROCK CLASSIFICATION

ING. ROLANDO DE LA LLATA R.

JULIO, 1982



Fig. 1. Optic solution with the stereo.

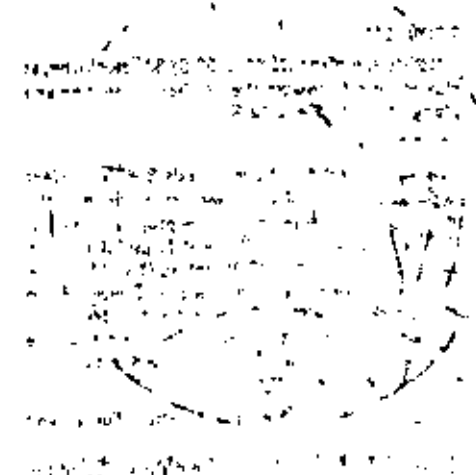


Fig. 2. Optic solution with the stereo.

Fig. 3. Optic solution with the stereo.

The optic solution with the stereo is shown in Fig. 1. The diagram shows a sphere with a vertical axis and a horizontal equator. A dashed line represents the equator, and a solid line represents the vertical axis. A diagonal line is drawn across the sphere, and a shaded area is shown on the left side.

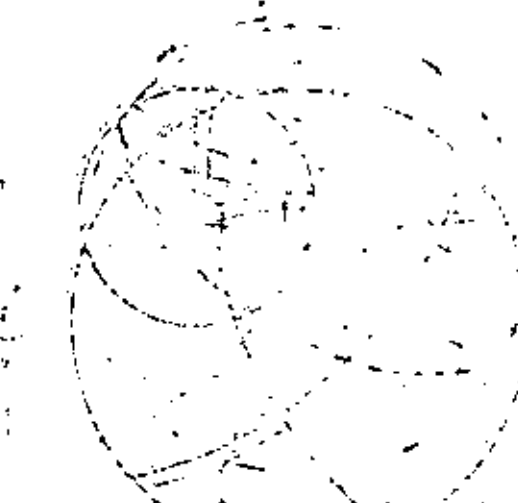


Fig. 4. Optic solution with the stereo.

Fig. 5. Optic solution with the stereo.

Fig. 6. Optic solution with the stereo.

The optic solution with the stereo is shown in Fig. 1. The diagram shows a sphere with a vertical axis and a horizontal equator. A dashed line represents the equator, and a solid line represents the vertical axis. A diagonal line is drawn across the sphere, and a shaded area is shown on the left side.

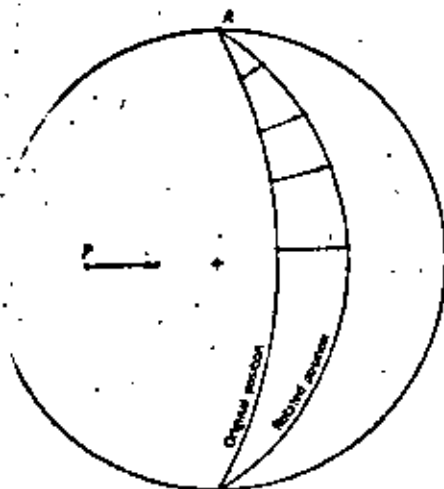


FIGURE 11.12 The rotation of a plane about a horizontal axis.

PROBLEM

Rotate the plane (N 83 E, 52 S) 80° clockwise, as viewed looking toward the northeast, about an axis plunging 30° to the N 42 E.

APPROACH

As a pole P rotates about the axis R with constant angle, it will generally describe a small circle on the surface of the sphere. This circle projects as a small circle on the stereonet. While it is useful to draw this circle as an aid to visualization (Fig. 11.14, see Chapter 14 for the method), it is not necessary to do so. A sketch will do. The construction technique consists of rotating the plane containing both the rotational axis and the line in question, rather than rotating the line directly.

CONSTRUCTION (Fig. 11.14; after Turner and West, 1953, p. 69)

1. Plot the rotational axis R and the pole P of the plane to be rotated.
2. Construct the great circle trace representing the plane perpendicular to R .
3. Construct the trace of the plane containing P and R to intersect the plane of step 2 at L . The angle between P and R can be easily read ($\approx 41^\circ$).
4. As P rotates about R , so too will the line of intersection L rotate in the plane perpendicular to R . To find the final position of L ($= L'$) count off the required 80° from L going clockwise. In this

required rotation, and then returning R to its original position. The second is more direct, though perhaps somewhat more time consuming.

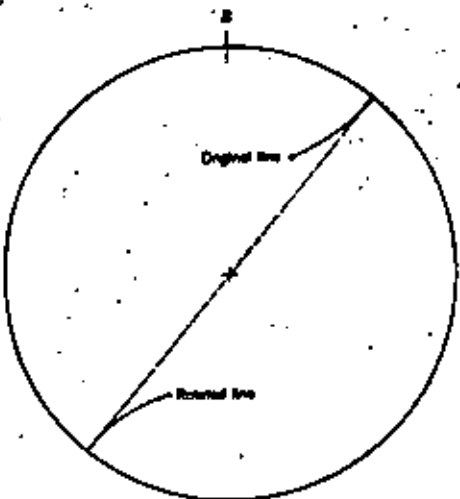


FIGURE 11.13 The rotation of a line to the horizontal and beyond.

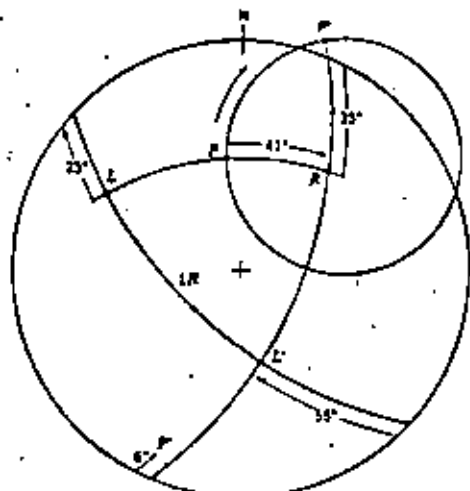


FIGURE 11.14 Rotation of a plane about an inclined axis.

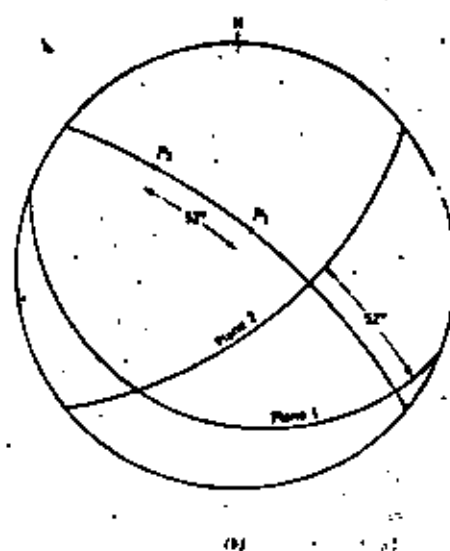
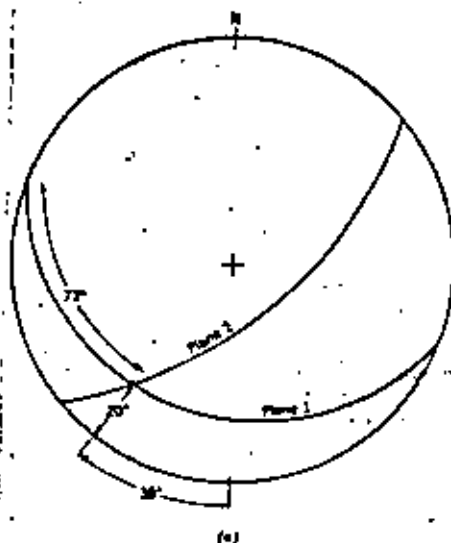


FIGURE 11.10 The line of intersection of two planes. (a) The overlap after the plot showing the plunge and pitch of the line. (b) The dihedral angle between the two planes.

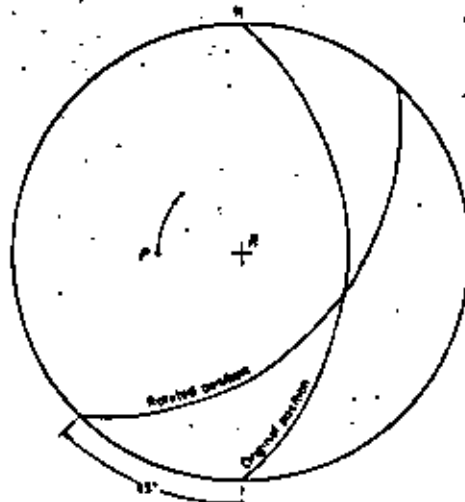


FIGURE 11.11 The rotation of a plane about a vertical axis.

the overlay is revolved so that R coincides with the north-south diameter of the net. In this position, a rotation moves points along the small circle paths. In Fig. 11.12 a plane dipping 60° is rotated anticlockwise as viewed from the south end of R . Although either points or great circles may be rotated, it will be found that working with points is much easier.

It is sometimes necessary to rotate a structural element to horizontal and beyond. Fig. 11.13 illustrates how this is handled. A line (30, N 20 E) is rotated anticlockwise 100° . After just half of this rotation the point lies on the primitive—the line is horizontal. With a further increment of rotation the other end of the line moves into the lower hemisphere at a point diametrically opposite and proceed along the same small circle.

Two methods for rotating about an inclined axis are available. The first depends on previous methods, and consists of rotating R to a horizontal orientation, performing the

example, the line passes through the primitive so that the 80° is measured in two segments ($25^\circ + 55^\circ$).

ROTATIONAL PROBLEMS

It is often of interest to determine the orientation of a given feature as it existed before tilting (Fisher, 1938). Simple examples include the restoration for paleogeographic studies of primary sedimentary features such as current lineations (see Potter and Pettijohn, 1963, p. 259), and the pretilt attitude of structures below an angular unconformity. The most common type of tilting movement occurs during folding, but may also be associated with faulting. With flexural folds, it is a simple matter to unfold the structure and thus restore the beds to a horizontal position. Provided there are no distortions due to strain the various features contained within the folded rocks are thereby also returned to their original positions.

To restore to horizontal the beds of a nonplunging fold, the bedding planes are rotated about an axis parallel to the strike of the beds, which is also parallel to the fold axis, through an angle equal to the dip angle.

The movement leading to the development of a plunging fold can be considered to have two rotational axes: one of them the fold axis, and the other a horizontal axis perpendicular to the fold axis. Reversing the rotation about these two axes unrolls the fold.

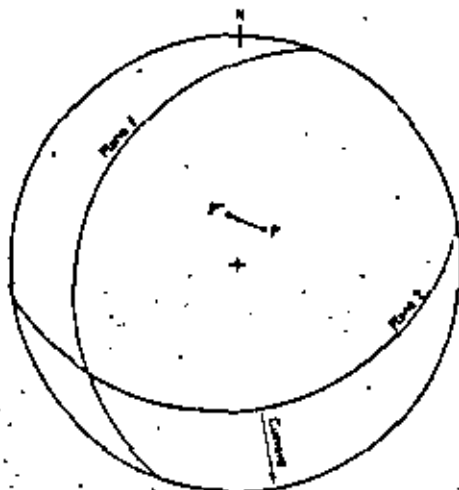


FIGURE 11.15 The two tilt problem.

PROBLEM

An inclined bed of sandstone (N 20 E, 20 W) contains cross bedding (N 72 W, 21 S). Determine the original current direction.

CONSTRUCTION (Fig. 11.15)

1. First plot the pole of the cross beds ($-P$), and then the sandstone bed as a great circle ($-$ Plane 1).
2. With Plane 1 still in the plotting position, the rotational axis, which is also the line of strike of the sandstone bed, is north-south.
3. To restore the sandstone bed to horizontality Plane 1 rotates 20° to the primitive. At the same time P moves along a small circle in the same direction and by the same amount to P' .
4. From this new pole position P' the great circle representing the restored cross bedding can be drawn ($-$ Plane 2). The original current direction is parallel to the dip.

ANSWER

The original attitude of the cross beds was N 67 E, 30 S, and the associated current moved toward S 24 E. Note that if the orientation of the tilted cross beds is assumed to reflect the original current direction, an error of 41° is introduced.

PROBLEM

Given an anticline plunging 30° due north. Beds on the east limb (N 19 W, 60 E) contain sole markings which trend due east. Determine the original orientation of this sedimentary lineation.

CONSTRUCTION (Fig. 11.16; after Ramsay, 1961)

1. Plot the geometrical elements of the problem: Plane 1 = plane bedding, l = lineation within bedding, and F = fold axis.
2. The rotation of Plane 1 and l about the inclined axis F could be constructed (as in Fig. 11.11), but there is a simpler approach. If the beds are unrolled about the fold axis, the result will be a plane dipping 30° due north. During this rotation, the angle between l and F remains constant. Thus the plane after the first rotation ($-$ Plane 2) and the associated lineation ($-$ l') can be plotted directly.
3. In rotating Plane 2 about its line of strike to horizontality, the lineation moves along a small circle to the primitive ($-$ l'').

ANSWER

The original trend of the sedimentary lineation was N 65 E. Again, if the correction is ignored, a considerable error results.

to
be
of
the
is
a

ROTATIONAL PROBLEMS

101

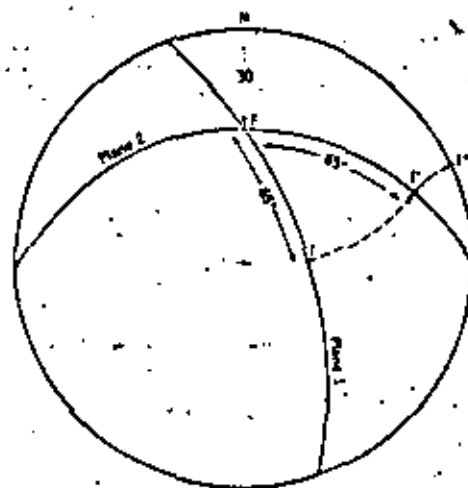


FIGURE 11.16 Unfolding about an inclined axis.

EXERCISES

Construct a stereogram 15 cm in diameter of the 45° great and small circles graphically or with the aid of equations (11.1) and (11.2). Compare your results with the printed Wulff net.

Repeat exercises 2 and 3 of Chapter 1. Compare the stereographic and orthographic projection methods for accuracy and speed.

Determine the plunge of the line of intersection and the pitch of this line in one of the planes for each of the following pairs of planes:

- a. N 60 W, 46 S; N 15 E, 20 E. (Ans: Plunge = 17° , S 43° E)
- b. N 25 E, 33 W; N 36 W, 70 SW. (Ans: Pitch in Plane 2 = 35° N)
- c. N 65 W, 50 N; N 25 E, 90 (vertical).

A plane contains two linear structures: Line 1 (30, N 40 W) and Line 2 (20, N 10 E). What is the attitude of the plane, and what is the angle between the two lines measured in the plane? (Ans: Plane = N 48 E, 30° NW)

The beds below an angular unconformity have an attitude of N 30 W, 40 W. The sequence above the unconformity is tilted (N 20 E, 30 E). What was the attitude of the lower beds before the tilting of the younger beds occurred?

An anticlinal fold axis plunges 24° , N 40 E. On the east limb, where beds have an attitude of N 5 W, 32 E, the crest line of current ripple marks pitches 70° N in the plane of the bedding. What was the pretilt orientation? Compare the result with that based on the assumption that the tilted lineation adequately represents the original direction. Comment.

A fold plunges 50° , N 25 E. At a point on the overturned limb, a lineation is found to trend due east, and the strike of the plane containing the lineation is due

GENERAL INFORMATION

1. Name of the project: ...
2. Location: ...
3. Date of completion: ...

1. ...
2. ...
3. ...

4. ...

5. ...
6. ...
7. ...

8. ...

9. ...

10. ...
11. ...
12. ...

north. What was the orientation of the lineation before folding? (This is sufficient information to solve the problem. *Ans.: N 10 W*).

8. Rotate a line (40, N 45 W) 50° anticlockwise (as viewed northward along the rotational axis) about an inclined axis (30, N 20 W). Perform this maneuver in two ways: (1) as a single rotation about the inclined axis, and (2) as a series of steps involving rotation of the axis to horizontal, rotating the line about the axis, and returning the axis to its original orientation.

Problems involving the angular relationships of line and planes may also be solved with the methods of descriptive geometry, although the advantages of using the stereographic projection should be obvious. However, if certain problems are to be solved graphically then the use of the stereonet is indispensable.

The three-dimensional geometry of a rock mass, especially if complex, is one of these problems. The same basic techniques may also be applied with profit to much simpler situations, and this is a convenient way to introduce the methods.

S-POLE AND BETA DIAGRAMS

In cylindrical folds the hinge zones may be too smooth to allow accurate field measurement, or the folds may be too large or incompletely exposed. If attitudes along the folded surfaces can be measured, the orientation of the fold axis may be determined by a simple plot of the data.

PROBLEM

With the following attitude data, find the fold axis.

1. N 68 E, 30 NW
2. N 60 E, 45 NW
3. N 88 E, 16 N
4. N 35 E, 35 SE
5. N 41 E, 50 SE
6. N 20 E, 20 E

METHODS

There are two different, though equivalent approaches.

1. *Beta diagram.* Plot each measured plane as a great circle. These all intersect at one point, called the β axis (Fig. 13 1a).

2. *S-pole (or β) diagram.* Plot the poles of the measured planes. These define a great circle, and the pole of this plane is the β axis (Fig. 13 1b).

FOLD AXIS AND AXIAL PLANE

The reason for carefully distinguishing between the hinge line and the fold axis may now be appreciated. The β axis = fold axis in this example characterizes the relationship between any two attitudes, and therefore all attitudes. This axis has no specific location in the fold, only orientation. In cylindrical folds, the hinge lines and the fold axis are parallel, but they refer to quite different aspects of the fold. In simple cylindrical folds, there is a similar relationship between the planar hinge surface of a fold and the axial plane, and there is an interrelationship between both parts of features, as a simple example will illustrate.

PROBLEM

Given the map of an overturned, plunging anticline (Fig. 13 2a) we wish to determine the attitude of the fold axis and the axial plane.

CONSTRUCTION (Fig. 13 2b)

1. An S-pole diagram of the attitudes around the fold locates the β axis.
2. With this direction known, a profile may then be constructed to locate the trace of the hinge surface if it has not been found by more direct means. The trace is shown on the map.

104
 105
 106
 107
 108
 109
 110
 111
 112
 113
 114
 115
 116
 117
 118
 119
 120
 121
 122
 123
 124
 125
 126
 127
 128
 129
 130
 131
 132
 133
 134
 135
 136
 137
 138
 139
 140
 141
 142
 143
 144
 145
 146
 147
 148
 149
 150
 151
 152
 153
 154
 155
 156
 157
 158
 159
 160
 161
 162
 163
 164
 165
 166
 167
 168
 169
 170
 171
 172
 173
 174
 175
 176
 177
 178
 179
 180
 181
 182
 183
 184
 185
 186
 187
 188
 189
 190
 191
 192
 193
 194
 195
 196
 197
 198
 199
 200

201
 202
 203
 204
 205
 206
 207
 208
 209
 210
 211
 212
 213
 214
 215
 216
 217
 218
 219
 220
 221
 222
 223
 224
 225
 226
 227
 228
 229
 230
 231
 232
 233
 234
 235
 236
 237
 238
 239
 240
 241
 242
 243
 244
 245
 246
 247
 248
 249
 250
 251
 252
 253
 254
 255
 256
 257
 258
 259
 260
 261
 262
 263
 264
 265
 266
 267
 268
 269
 270
 271
 272
 273
 274
 275
 276
 277
 278
 279
 280
 281
 282
 283
 284
 285
 286
 287
 288
 289
 290
 291
 292
 293
 294
 295
 296
 297
 298
 299
 300

301
 302
 303
 304
 305
 306
 307
 308
 309
 310
 311
 312
 313
 314
 315
 316
 317
 318
 319
 320
 321
 322
 323
 324
 325
 326
 327
 328
 329
 330
 331
 332
 333
 334
 335
 336
 337
 338
 339
 340
 341
 342
 343
 344
 345
 346
 347
 348
 349
 350
 351
 352
 353
 354
 355
 356
 357
 358
 359
 360
 361
 362
 363
 364
 365
 366
 367
 368
 369
 370
 371
 372
 373
 374
 375
 376
 377
 378
 379
 380
 381
 382
 383
 384
 385
 386
 387
 388
 389
 390
 391
 392
 393
 394
 395
 396
 397
 398
 399
 400

401
 402
 403
 404
 405
 406
 407
 408
 409
 410
 411
 412
 413
 414
 415
 416
 417
 418
 419
 420
 421
 422
 423
 424
 425
 426
 427
 428
 429
 430
 431
 432
 433
 434
 435
 436
 437
 438
 439
 440
 441
 442
 443
 444
 445
 446
 447
 448
 449
 450
 451
 452
 453
 454
 455
 456
 457
 458
 459
 460
 461
 462
 463
 464
 465
 466
 467
 468
 469
 470
 471
 472
 473
 474
 475
 476
 477
 478
 479
 480
 481
 482
 483
 484
 485
 486
 487
 488
 489
 490
 491
 492
 493
 494
 495
 496
 497
 498
 499
 500



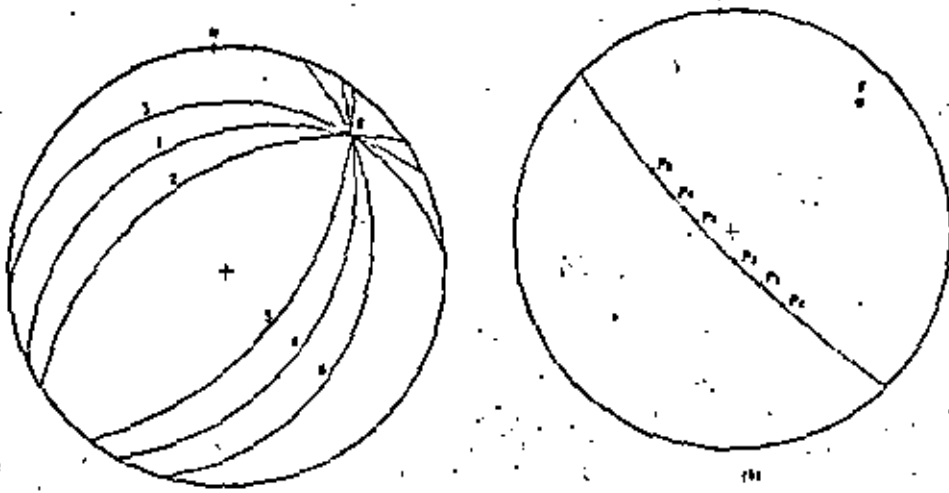


FIGURE 13.1 Stereographic plots of the attitudes around a cylindrical fold: (a) beta diagram, (b) S pole diagram.

3. Add to the stereogram the strike of the planar hinge surface, which is also parallel to the axial plane. As the fold axis is parallel to the axial plane, the axis is, in effect, an apparent dip of that plane. Therefore the great circle through the beta intersec-

tion and the strike of the hinge surface gives the dip of the axial plane.

4. For an overturned fold, the orientation of the fold axis may be estimated from the map by inspection (see Turner and Weiss, 1963, p. 106).

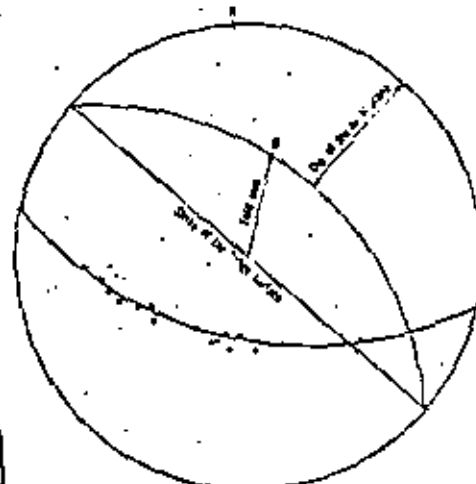
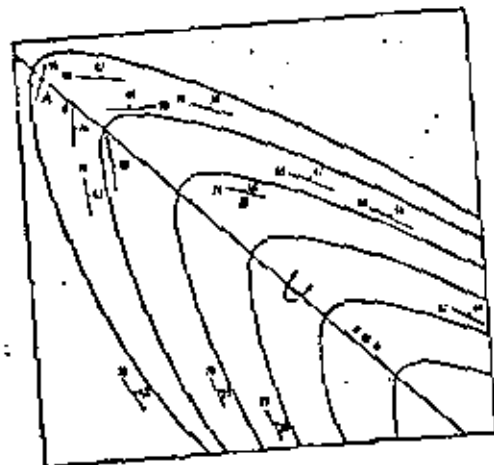


FIGURE 13.2 Attitude of axis and axial plane from map. (a) Map of overturned plunging fold, (b) Stereogram of axis and axial plane.

- a. The axial trend parallels the strike of the vertical attitude (point A).
- b. The plunge equals the dip of the plane whose strike is perpendicular to the vertical attitude (point B).

CONTOURED DIAGRAMS

In practice the stereographic plot of structural lines or planes are never as perfect as illustrated in Fig. 13.1. Irregularities, departures from ideal geometry and measurement errors all contribute to a scatter. If the scatter is small, it is generally possible to visually locate the point or great circle within acceptable limits. If the scatter is greater, it may still be possible to estimate a best fit, but with only a few points the confidence will be low. A larger sample is required.

With a larger number of scattered points, the practical problem of treating and evaluating the data arises. There are several alternatives. Although the theory is not yet fully developed, the statistical evaluation of the orientational data with the aid of a digital computer is certainly destined to be an increasingly important approach (see Watson, 1969; Cruden and Charlesworth, 1972).

The computer may also be used to handle the large numbers of data, with the evaluation of printed or plotted output left to the individual (e.g. Spencer and Clabaugh, 1967; Warner, 1969). This latter approach is essentially the older, completely graphical method made efficient by the computer. The most common method of presenting such data, whether processed by the computer or by hand, is to contour the density of the plotted points.

The evaluation of plotted data, whether contoured or not, requires a special type of net. If a series of randomly oriented lines are plotted on the usual Wulff net, the resulting distribution would not be statistically random. There would tend to be a concentration in the center of the net; the random lines would falsely show a weak preferred orientation in the vertical position. The reason for this is that an area (say $10^\circ \times 10^\circ$) in the center of the net is smaller than the same angular area at the margin. To overcome this, an equal-area or Schmidt net is used (Fig. 13.3). The technique of plotting and manipulating data on this net is identical with that used on the Wulff net. The only practical difference between the two nets is that small circles do not project as circular arcs, and is a problem for certain types of constructions (see Chapter 14).

Once the point diagram is prepared, the densities are counted out. A wide variety of graphical counting methods have been devised (Stauffer, 1966; Denness, 1970, 1972; see also Turner and Weiss, 1963, p. 58f).

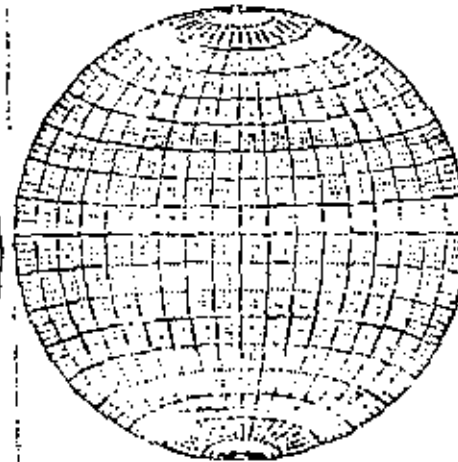


FIGURE 13.3 Schmidt or equal area net.

Counting out. The method used here is one of the simplest yet devised, and it applies reasonably well to all situations. A special counting net is required which is completely subdivided into small triangles (Fig. 13.4). Six of these triangles form a hexagonal area equal to one percent of the total area of the net. In addition to ease in use, this counting net has the advantage of a fixed relationship between the total number of points and the counted density. Each point is counted three times (except for a small discrepancy caused by the semicircular areas at the ends of the spokes).

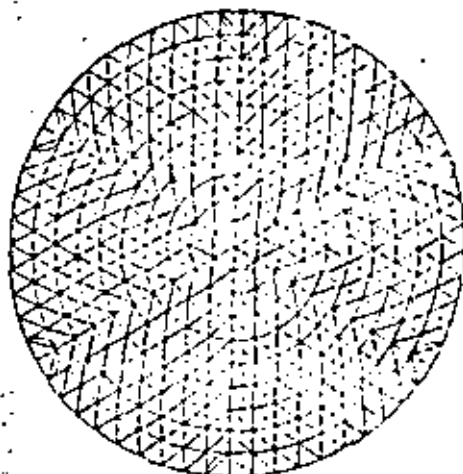


FIGURE 13.4 Counting net. (From Katzeeck, 1963, *Neues Jahrbuch für Mineralogie Monatshefte*. Used by permission.)

PROCEDURE (Fig. 13.5)

1. Superimpose the point diagram and a second tracing sheet on the counting net. At the center of each hexagon, the total number of points within that hexagon is written (see Fig. 13.5, point A). For

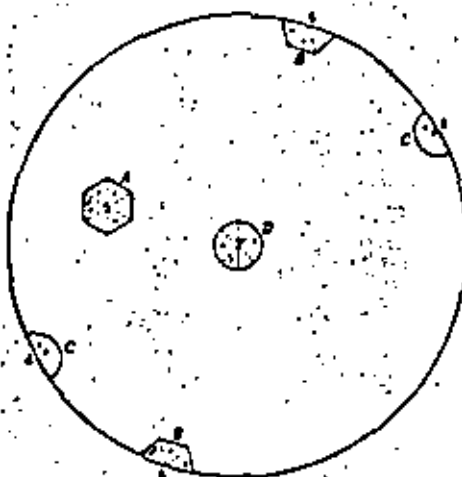


FIGURE 13.5 Counting point densities with the counting net.

the main body of the diagram there will be a number at the center of each overlapping hexagon. For parts of the diagram with no points, the hexagons may be left blank, rather than adding a zero for each.

2. At the periphery of the net, the points in each half hexagon on one side of the net are combined with the complementary half on the opposite side, and this number is written on both sides of the net (see point B).
3. Points at the ends of the spokes are counted using the complementary half circles (point C). At the very center the small 12° circle is used (point D).

Contouring. Following the counting out process, the tracing sheet bearing the numerical densities expressed as the number of points per 12° area is removed from the counting net. Contours of equal density are then drawn.

PROCEDURE (Fig. 13.6)

1. To facilitate comparison of diagrams with different numbers of total points, contours are drawn in percentages of the total points per 12° area of the net. Therefore, the number posted during the counting must be converted to percentages. In the special case of exactly 100 points, each number will, of course, also be the required percent figure. If 50 points have been plotted, each point represents 2% of the total, and the posted numbers are doubled, and so forth.

2. Within the main body of the diagram, contours of equal density are drawn as shown at point A (Fig. 13.6a). It is usually easiest to locate the area of greatest concentration and work outward.

3. For contour lines that approach the perimeter, the counts along the edge are used. When a contour line intersects the perimeter it must reappear exactly 180° opposite (see point B).

4. When a contour line technically should be drawn intersecting the primitive, but it is clear that it loops immediately back again, it is permissible to avoid actual contact (point C).

5. When the preliminary contouring is complete, several modifications may be made in order to improve the diagram (see Fig. 13.6b).

a. The maximum found during the counting may not be the true maximum of the diagram. The point of greatest concentration can be found by returning the point diagram to the counting net. Using the central 12° circle, adjust the diameter

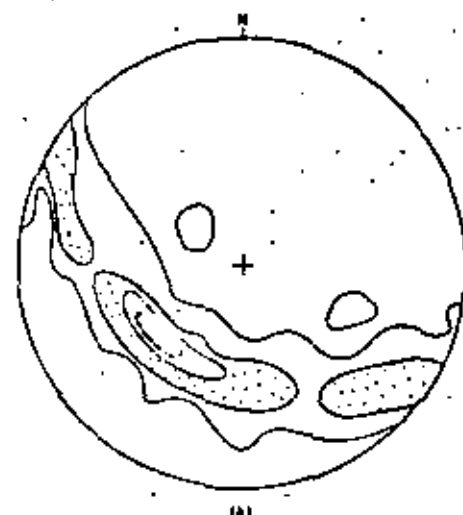
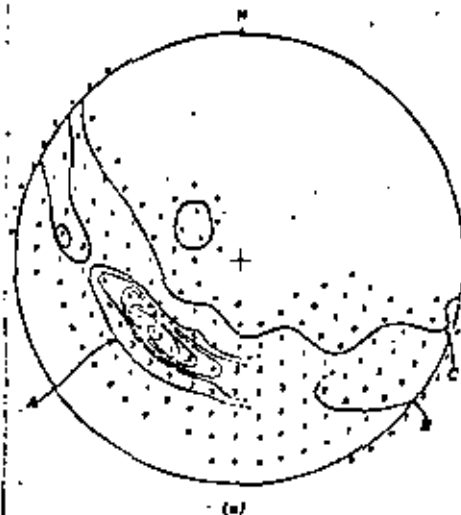


FIGURE 13.6 Contouring. (a) Counted density of 50 points and preliminary contours. (b) Completed contour diagram. Contours 2-4-8-12% per 12° area, maximum 14%.

until the largest number of points lies within this circle.

b. All the contour lines may be unnecessary to show the pattern; for example, if the spacing is very close, and some of the lines may be eliminated. The values of the contours in the final diagram are indicated in the legend in the form 2-4-8-12% per 12° area, maximum 14% (see Fig. 13.6b).

c. The area of maximum concentration is often completely blackened. Although usually unnecessary, patterns may be used for the areas of lesser concentration. Particularly effective are stipple patterns graded so that the areas of greater concentration have a denser appearance. Line patterns detract from the visual effect of the diagram and should be avoided.

2. the *grilles*: a grouping of points in a band along a great circle

For foolds, as we have seen, it is possible to choose which of these patterns are to represent the structure (see also Fig. 12.5). There are several compelling reasons for constructing S-pole rather than beta diagrams.

1. In the beta diagram, the number of intersections is equal to $n(n-1)/2$, where n is the number of individual great circles. For example, if $n = 25$, the total number of intersections is 300. Such a large number of points is apt to give the impression of a large sample size, and therefore a false sense of confidence in the result. It also involves much more work to produce a beta diagram. For several hundred individual great circle plots, which is not a particularly large sample, the number of intersections becomes impossibly large.

2. As a result of inevitable scatter, spurious concentrations of beta intersections may result. This is especially true in open or tight foolds, that is, where angle between the opposing foolds is not large. These spurious intersections will not be randomly distributed about a mean position, and they may exceed in number the significant beta points (Hansway, 1964).

INTERPRETATION OF DIAGRAMS

Pattern is the key to interpreting a point diagram and its contoured counterpart. The real equivalents of the perfectly linear and perfectly planar patterns are:

1. the *point maximum*: a symmetrical clustering of points about a single mean orientation.

3. Perhaps the most important advantage is that the S-pole diagram, based on a statistically valid coverage of the structure, gives information concerning the shape of the folded surfaces, the interlimb angle and the attitude of the axial plane.

An instructive approach to understanding S-pole diagrams is to follow the pattern as it

progressively develops during folding. Consider the cylindrical folding of a single layer. Before folding the poles of the horizontal layer would plot as a point maximum at the center of the net (Fig. 13.7a). That is, the poles would define a vertical line. If the diagram were constructed parallel to a vertical

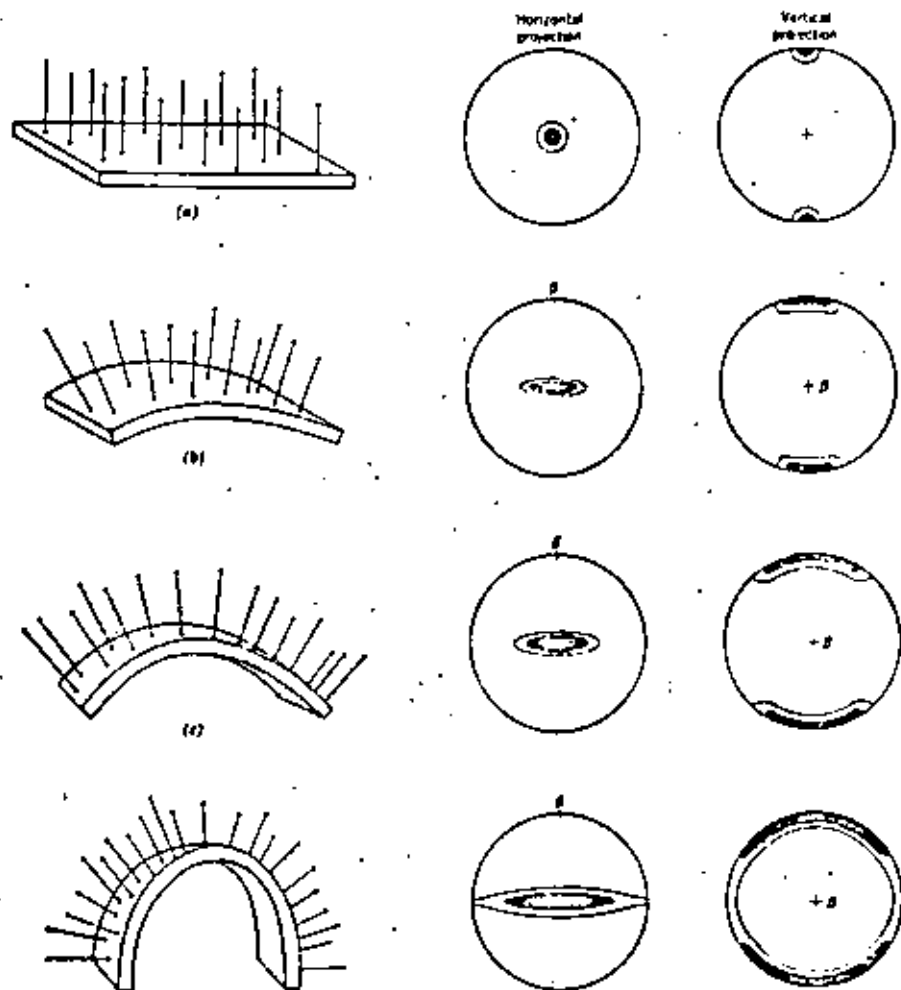


FIGURE 13.7 Development of the S-pole diagram during folding. Note that the same stereographic diagrams would result for both antiforms and synforms: (a) statistically planar horizontal layer, (b) layer bent through 45°, (c) layer bent through 90°, (d) layer bent through 101°.

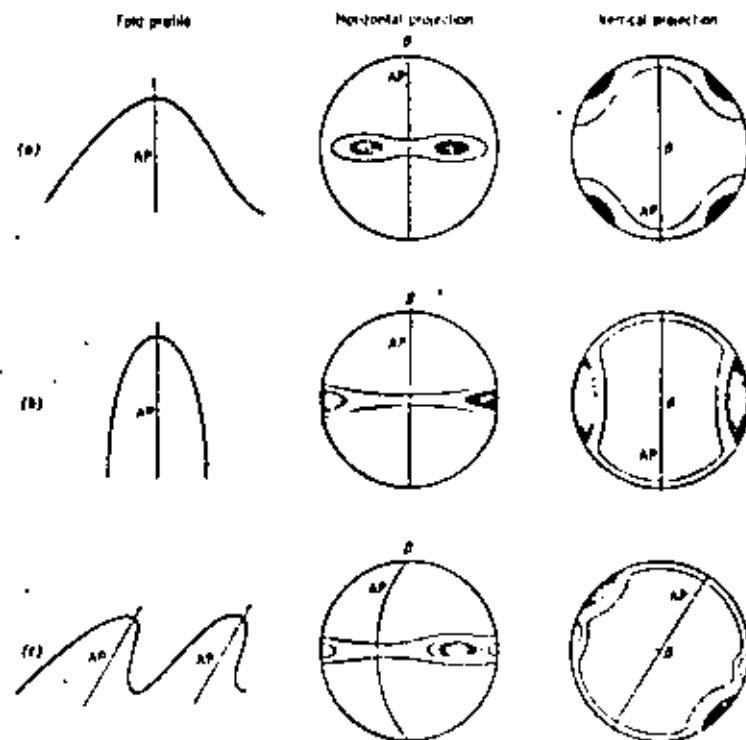


FIGURE 13.8 Patterns of folds: (a) symmetrical open fold, (b) symmetrical isoclinal fold, (c) asymmetrical fold with inclined axial plane.

plane, there would be a point maximum at each end of a diameter of the net. As the layer is folded about a horizontal axis, the originally vertical poles are spread into a fan. In terms of the pattern, whether projected horizontally or vertically, the original point maximum spreads into a partial girdle (Fig. 13.7b). With further folding the girdle continues to spread (Fig. 13.7c). Finally, with rotation of the limbs into parallelism, a full girdle develops (Fig. 13.7d).

If the fold shape is dominated by a semi-circular hinge zone (see Fig. 7.3a), the density of points within the girdle will be uniform, and the interlimb angle will be the supplement of the angle between the two extreme poles in the girdle. On the other hand, if the fold shape is dominated by planar limbs (see Fig. 7.3), the S-pole pattern will consist of a

point maximum associated with each limb, and the interlimb angle will be the supplement of the angle between these maxima. Most folds have shapes and patterns between these two extremes.

It will also be noted that symmetrical folds have symmetrical patterns, both in terms of location and concentration of the points (Fig. 13.8a,b). Conversely, the patterns of asymmetrical folds are also asymmetrical, for such folds a large number of variations in the patterns are possible. Fig. 13.8c illustrates a simple example: the overall shape of the contours are symmetrical, but the point maxima within the girdle have typically different values; the stronger one marks the dominant limb of the fold.

For purposes of introduction the folds illustrated above are horizontal or upright or

both. The axis and axial plane can, of course, have any attitude, and this will be reflected on the diagram. Several plunging and inclined folds are shown in Fig. 13.9.

An additional aspect of contour diagrams, especially of the point maximum type, is the strength of the pattern, that is, the degree of the preferred orientation. The value of the maximum density of the points is an obvious measure of this strength, but the reliance on a single value, while ignoring the rest of the pattern, is a weakness. A better approach, suggested by Hopwood (1968), takes into account the entire pattern in a simple way. If the contours of equal density are measured to be lines of equal elevation, then the patterns can be viewed as relief on the inner surface of the hemisphere. This topography can be reassembled into a single conical hill by measuring the area contained within each area bounded by a contour with a planimeter, and constructing a graph of this area against the corresponding elevation to give the slope of

the cone. Hopwood found that such a plot, closely approximates a straight line. This slope angle can be used to define a coefficient of the degree of preferred orientation which then facilitates comparisons of different contour diagrams.

SUPERPOSED FOLDS

The Spole diagram may also be viewed as a test for the homogeneity of the fold axes in the area being examined. As such, the diagram can be used to decide if, and in what direction a fold profile can be drawn. On the other hand, the pattern may not be interpretable; the scatter may be such that no Spole circle is present. Such areas are inhomogeneous with respect to axial directions. This will be the general case in rock masses that have undergone two or more episodes of folding.

The approach in areas of polyphase folding is to seek smaller, homogeneous subdivisions

118

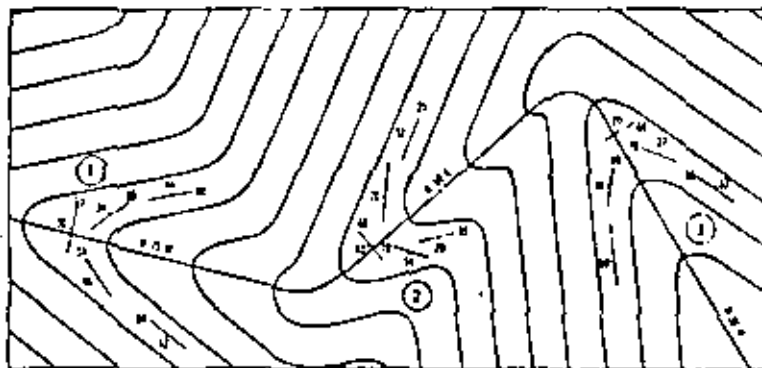


FIGURE 13.10. Idealized map of superposed folds. Subareas 1, 2, and 3 are recognizable by the apparent traces of the hinge surface which are rectilinear.

for which the data does yield interpretable diagrams. A highly artificial example will suggest the approach that is used.

PROBLEM

In an area which has undergone two episodes of folding, determine the geometric relationship between the two sets of folds.

ANALYSIS

1. Subdivide the map area into smaller subareas each of which contains structures that are statistically homogeneous, that is, subareas characterized by cylindrical folds. These subdivisions may be located by trial and error, or by the recognition of rectilinear nature of the apparent traces of the hinge surfaces (Fig. 13.10) or by other structural evidence.

2. Plots of the data from each subarea are then made to determine the orientation of the folds in each homogeneous part of the structure (Fig.

13.11). The changes from one subarea to the next can then be determined by comparing these diagrams.

3. Synoptic diagrams are useful in illustrating these variations, and in obtaining information about the second folds.

a. Beta intersections of the axial planes from the three subareas define the axis of the second folds (Fig. 13.12a).

b. The axes of the three subareas lie on a single great circle, which indicates a special type of disposal of pre-existing fold axes and linear structures during the second deformation (Fig. 13.12b). This pattern of movement is characteristic of similar folding.

In general, results of this type, together with information on the style of folding, permit individual hinge lines to be traced through the superposed folds (Stauffer, 1968).

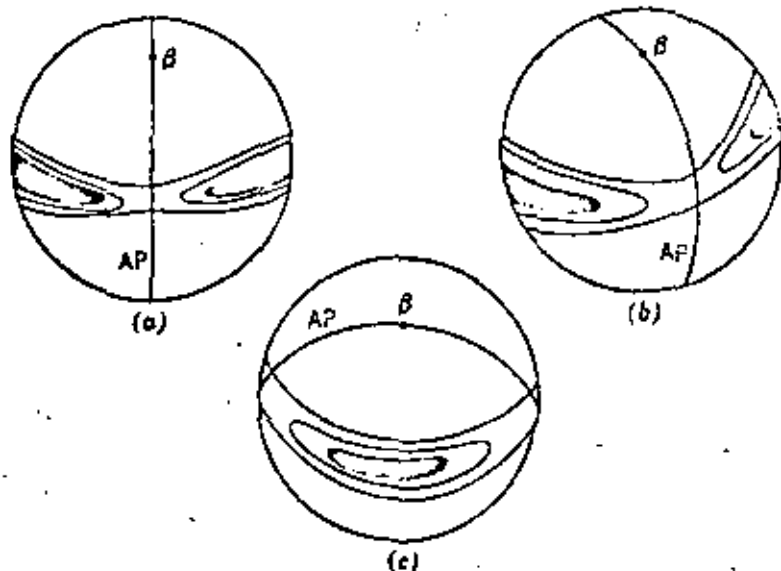


FIGURE 13.9. Folds with different attitudes.

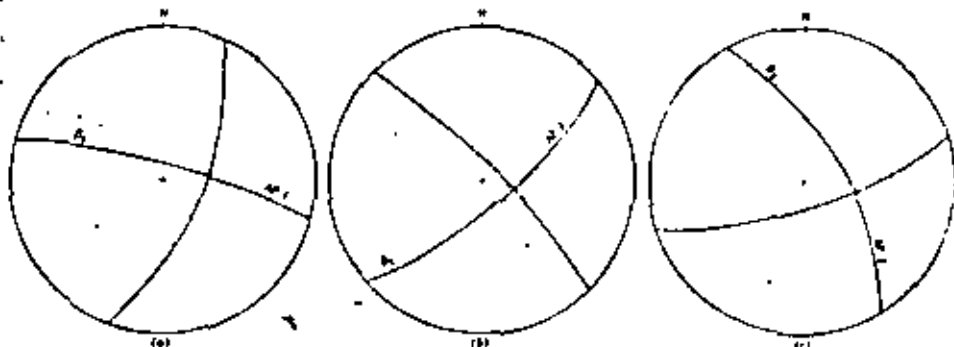


FIGURE 13.11. Stereonets of the data from subareas 1, 2, and 3.

EXERCISES

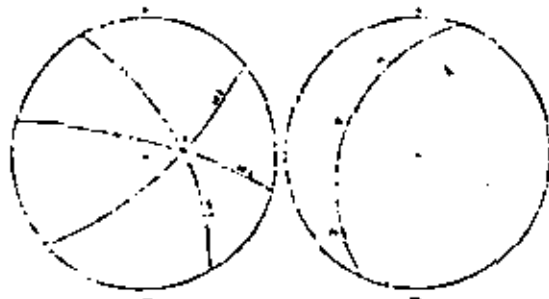


FIGURE X132 Stereonet diagrams

EXERCISES

1. With the attitude data given in Fig. X131 construct both a beta diagram and an S pole diagram. What is the trend and plunge of the fold axis?
2. With Fig. X132, determine the orientation of the fold axis by inspection. Confirm with an S pole diagram.

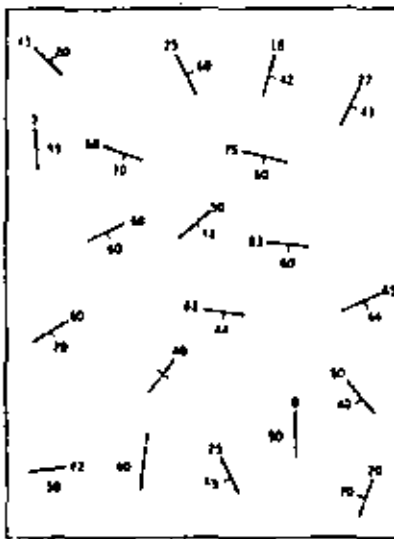


FIGURE X131

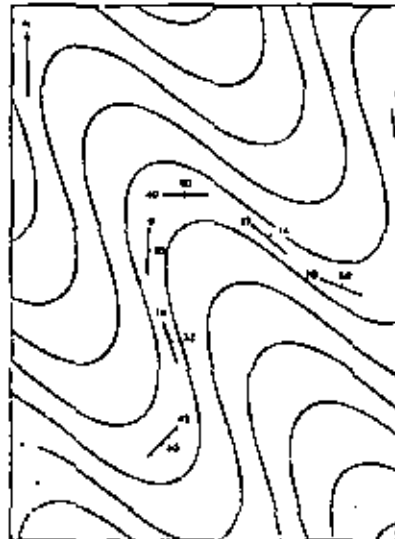


FIGURE X132

STRUCTURAL ANALYSIS

3. With the data of Fig. X133 construct a contoured S pole diagram. Determine the following:
 - a. Trend and plunge of the fold axis.
 - b. Attitude of the axial plane.
 - c. Approximate scale of the folds (sketch)
 - d. Approximate interlimb angle.
 - e. The number of beta intersections if great circles of the attitudes were plotted.

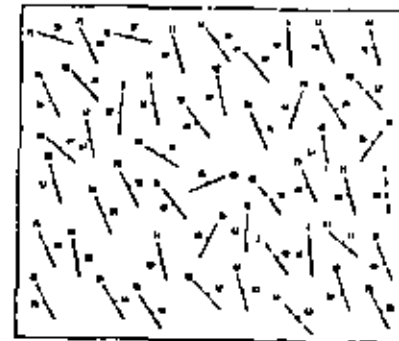


FIGURE X133

Different types of slope failure are associated with different geological structures and it is important that the slope designer should be able to recognize potential stability problems during the early stages of a project. Some of the signs which should be watched for when examining stereoplots of the structural data are outlined on the following pages and a test for the possibility of sliding on one or more discontinuity is described.

Figure 15 shows the four main types of failure considered in this book and gives the appearance of typical stereoplots of geological conditions likely to lead to such failures. Note that in assessing stability, the cut face of the slope must be included in the stereoplot since sliding can only occur as a result of movement towards the free face created by the cut.

The diagrams given in Figure 15 have been simplified for the sake of clarity. In an actual rock slope, combinations of several types of geological structures may be present and this may give rise to additional types of failure. For example, presence of discontinuities which can lead to toppling as well as planes upon which wedge sliding can occur could lead to the sliding of a wedge which is separated from the rock mass by a "tension crack".

In a typical field study in which structural data has been plotted on stereonets, a number of significant pole concentrations may be present. It is useful to be able to identify those which represent potential failure planes and to eliminate those which represent structures which are unlikely to be involved in slope failures. John¹⁶, Paner¹⁷ and McMahon²³ have discussed methods for identifying important pole concentration but the author prefers a method recently developed by Markland¹⁸.

Markland's test, described hereunder, is to establish the possibility of a wedge failure in which sliding takes place along the line of intersection of two planar discontinuities as illustrated in Figure 15c. Plane failure, Figure 15b, is also covered by this test since it is a special case of wedge failure. If contact is maintained on both planes, sliding can only occur along the line of intersection and hence this line of intersection must "daylight" in the slope face. In other words, the dip of the line of intersection must be less than the dip of the slope face, measured in the direction of the line of intersection as shown in Figure 16a.

As will be shown in the chapter dealing with wedge failure, the factor of safety of the slope depends upon the dip of the line of intersection, the shear strength of the discontinuity surfaces and the geometry of the wedge. The limiting case occurs when the wedge degenerates to a plane, i.e. the dips and dip direction of the two planes are the same, and when the shear strength of this plane is due to friction only. As already discussed, sliding under these conditions occurs when the dip of the plane exceeds the angle of friction ϕ and hence, a first approximation of wedge stability is obtained by considering whether the dip of the line of intersection exceeds the friction angle for the rock surfaces. Figure 16b shows that the slope is potentially unstable when the point defining the line of intersection of the two planes falls within the area included between the great circle defining the slope face and the circle defining an infinite series of planes (a cone) all dipping at the angle of friction ϕ .

The reader who is familiar with wedge analysis will argue that this area can be further reduced by allowing for the influence of "wedging" between the two discontinuity planes. On the other hand, the stability may be decreased if water is present in the slope. Experience suggests that these

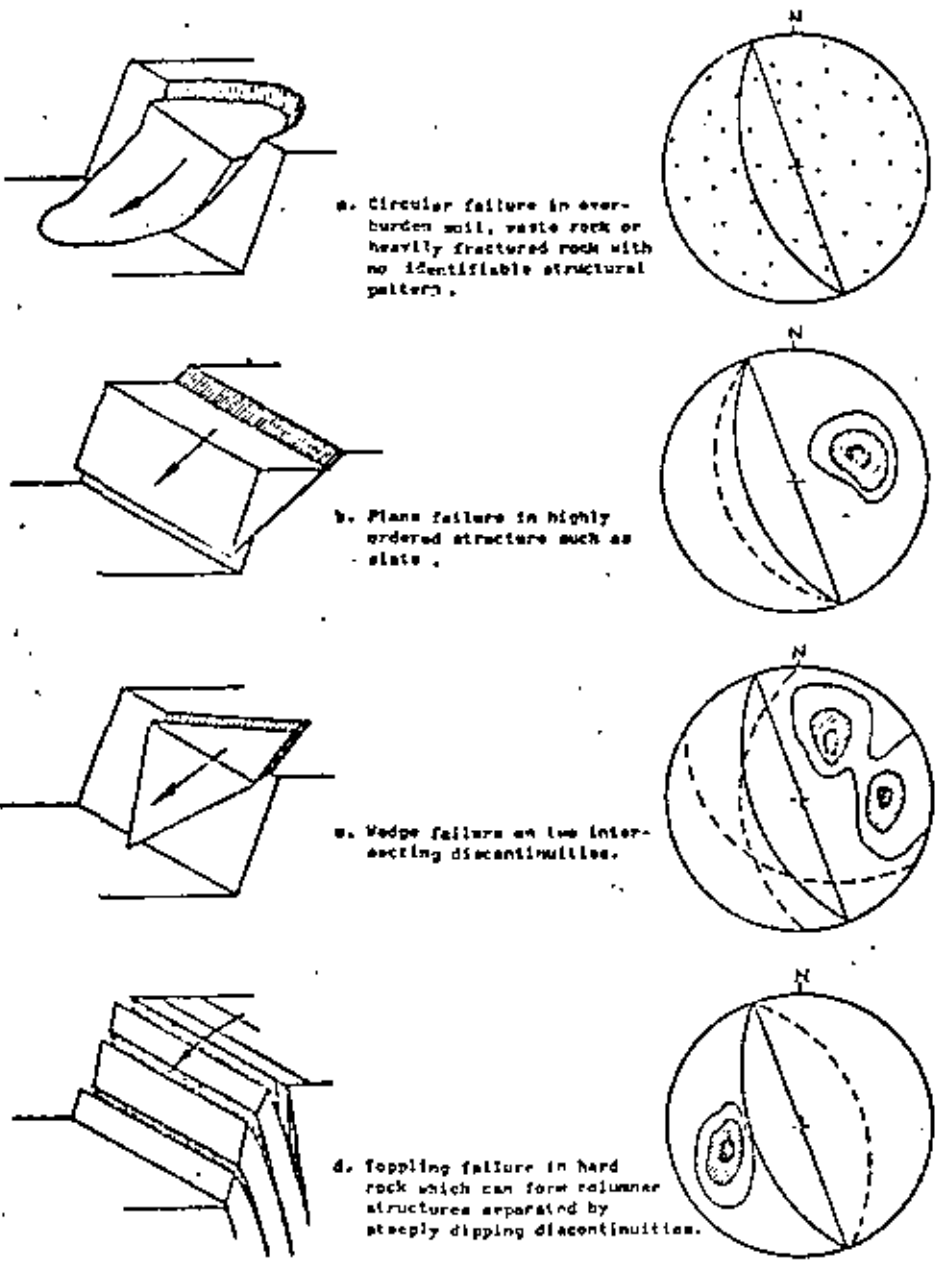


Figure 15 : Main types of slope failure and appearance of stereoplots of structural conditions likely to give rise to these failures.

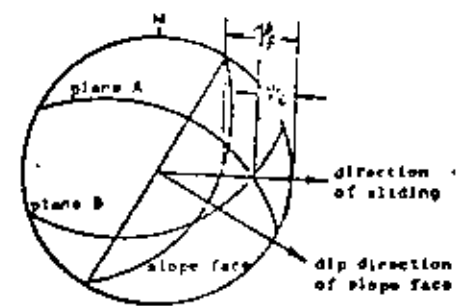


Figure 16a : Sliding along the line of intersection of planes A and B is possible when the dip of this line is less than the dip of the slope face, measured in the direction of sliding - i.e. $\psi_1 > \psi_2$.

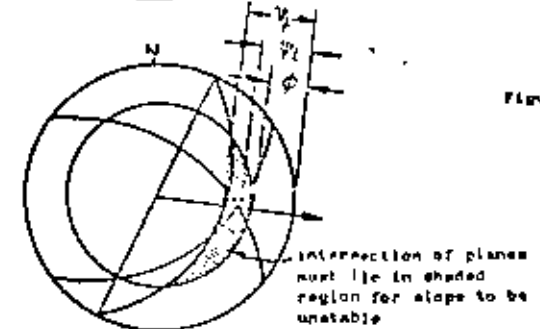


Figure 16b : Sliding is assumed to occur when the dip of the line of intersection exceeds the angle of friction, i.e. when $\psi_1 > \psi_2 > \phi$.

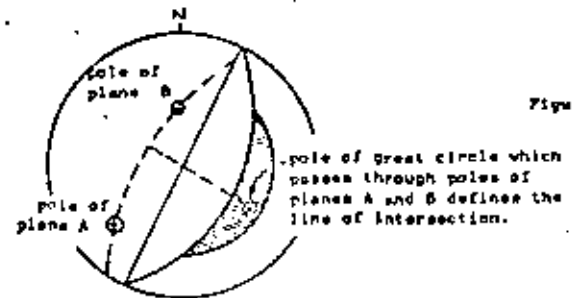


Figure 16c : Representation of planes to their poles and determination of the line of intersection by the pole of the great circle which passes through these poles.

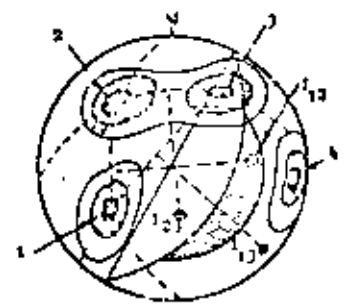


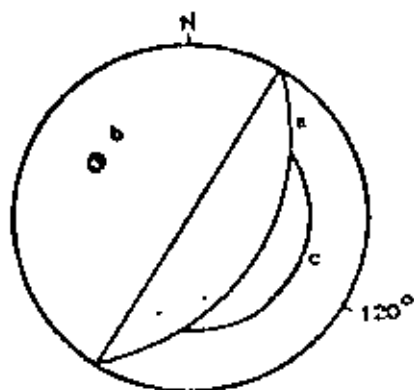
Figure 16d : Preliminary evaluation of the stability of a 40° slope in a rock mass with 5 sets of structural discontinuities.

two factors will tend to cancel one another in typical wedge problems and that the crude assumption used in deriving Figure 16b is adequate for most practical problems. It should be remembered that this test is designed to identify critical discontinuities and, having identified them, a more detailed analysis would normally be necessary in order to define the factor of safety of the slope.

Figures 16a and 16b show the discontinuity planes as great circles but, as has been discussed on the previous pages, field data on these structures is normally plotted in terms of poles. In Figure 16c the two discontinuity planes are represented by their poles and, in order to find the line of intersection of these planes, the method described on page 47 is used. The tracing on which the poles are plotted is rotated until both poles lie on the same great circle. The pole of this great circle defines the line of intersection of the two planes.

As an example of the use of this test consider the contoured stereonet of poles given in Figure 16d. It is required to examine the stability of a slope face with a dip of 50° and dip direction of 120° . A friction angle of 30° is assumed for this analysis. An overlay is prepared on which the following information is included:

- The great circle representing the slope face
- The pole representing the slope face
- The friction circle.



Overlay for checking possibility of wedge failures.

This overlay is placed over the contoured stereonet and the two are rotated together over the stereonet to find great circles passing through pole concentrations. The lines of intersection are defined by the poles of these great circles as shown in Figure 16d. From this figure it will be seen that the most dangerous combination of discontinuities is that represented by the pole concentrations numbered 1 and 2. The intersections $I_{1,2}$ and $I_{2,1}$ both fall outside the critical area and are not likely to give rise to instability. The pole concentration numbered 4 will not be involved in sliding but, as shown in Figure 15d, it could give rise to toppling or the opening of tension cracks.

In the example described above, it would be necessary to examine this slope, and particularly discontinuities 1 and 2, in more detail to establish whether the critical conditions suggested by this preliminary analysis do indeed exist or whether there are other factors which increase the stability of the slope.

In cases where only one major pole concentration occurs as in Figure 15b, plane failure is possible if this concentration lies close to the pole of the slope face. In the example given in Figure 16d, pole concentration 2 lies sufficiently close to the pole of the slope face for two dimensional sliding to be considered a possibility and to justify a more detailed examination of this possibility.

Suggested method of data presentation and analysis for open pit planning.

During the early feasibility studies on a proposed open pit mine, an estimate of safe slope angles is required for the calculation of ore to waste ratios and for the preliminary pit layout. The only structural data which is likely to be available at this stage is that which has been obtained by logging cores drilled for mineral evaluation purposes and by mapping surface outcrops. Scanty as this data is, it does provide a basis for a first estimate of potential slope problems and the author suggests that this data should be treated in the manner illustrated in Figure 17.

On an outline plan of the proposed open pit, contoured stereoplots of whatever structural data is available are drawn. These plots are drawn at the location of the field observations and should, where possible, be evenly spaced around the pit perimeter. It is particularly important that areas of major faulting or areas in which changes of rock type occur should be mapped.

An overlay is prepared as described earlier and, in Figure 17, it has been assumed that the stability of 45° slopes is to be checked. Where the geological mapping has indicated the presence of faults or clay seams, a friction angle of 20° should be used to define the friction circle. Where no such structures appear to be present, a friction angle of 30° is more realistic and this is the value used in Figure 17.

The eastern side of the hypothetical porphyry-copper pit illustrated in Figure 17 does not contain structures which are unfavourable to stability and, since porphyry is a good hard rock, steepening of these slopes can be considered. Figure 7 on page 20 can be used as a guide to the maximum permissible slope angle for a given pit depth.

Note that the structures which occur in the south-eastern part of the pit could give rise to toppling failure if steep slopes are created (see Figure 15d). This possibility should be kept in mind as the pit planning progresses and a further analysis carried out if required.

The structures in the south-western part of the pit are not critical but there are bound to be local discontinuities which will cause small wedge slides on individual benches. This would be particularly true for the porphyry/slate contact. Since flattening of the slate slopes is essential, it would be wise to start this flattening in the south-western corner of the pit.

The most critical area in this particular pit will be the western slopes where the slate dips into the pit at about the same angle as the slopes (note that the pole concentration coincides with the pole of the slope face - a critical limiting condition for two-dimensional sliding). It would be essential to carry out further investigations in this part of the pit. Additional drilling to check the extent of the slate, groundwater studies and shear testing of discontinuity planes would all be necessary. A detailed stability analysis, using methods described in later chapters, would have to be carried out to establish the safe slope angles for this part of the pit.

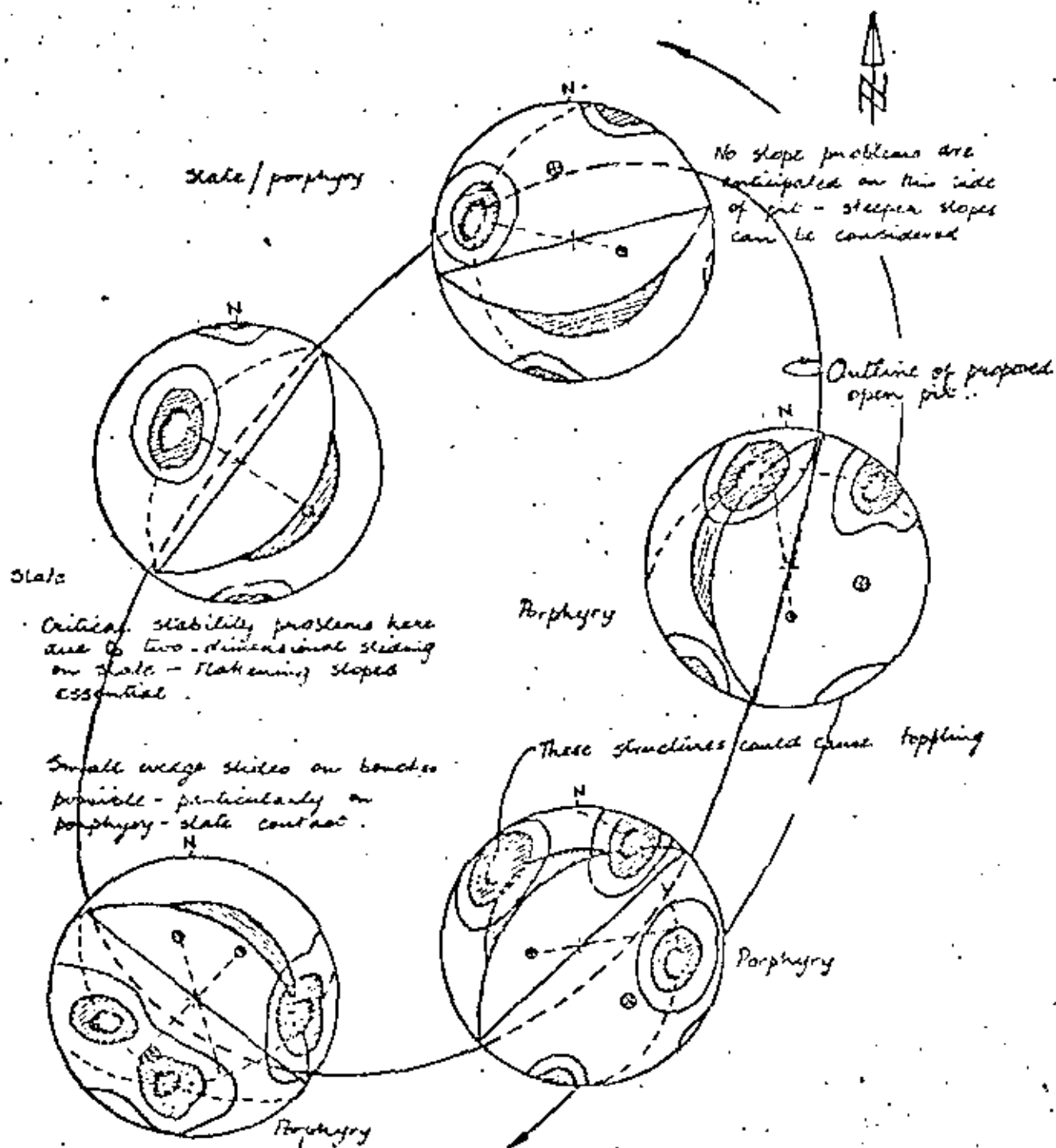


Figure 17 : Presentation of geological data and preliminary analysis of slope stability for feasibility study on hypothetical open pit mine.

Selected references on geological definitions and stereographic treatment of geological data.

34. PRICE, H.J. *Fault and joint development in brittle and semi-brittle rock*. Pergamon Press, London, 1966, 176 p.
35. LOUDERBACK, G.D. *Faults and engineering geology in Application of Geology to Engineering practice (Servey volume)*. Geological Society of America, 1950, 327 p.
36. TURNER, F.J. and WEISS, L.E. *Structural analysis of metamorphic tectonites*. McGraw-Hill Book Co., New York, 1963, 545 p.
37. JENNINGS, J.E. A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines. *Planning open pit mines*, Johannesburg Symposium 1970. Published by A.A. Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 87-102.
38. PITEAU, D.R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Planning open pit mines*, Johannesburg Symposium 1970. Published by A.A. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 33-53.
39. ROBERTSON, A. MacC. The interpretation of geological factors for use in slope theory. *Planning open pit mines*, Johannesburg Symposium 1970. Published by A.A. Balkema, Amsterdam 1971, pp.55-71.
40. GOODMAN, R.E. The deformability of joints in determination of the in-situ modulus of deformation of rock. American Society for Testing and Materials Special Technical Publication, Number 477, 1970, pp.174-196.
41. PATTON, F.D. Multiple modes of shear failure in rock. *Proc. 1st International Congress on Rock Mechanics*, Liebon 1966, Vol. 1, pp. 509-513.
42. PATTON, F.D. and DEERE, D.U. Significant geological factors in rock slope stability. *Planning open pit mines*, Johannesburg Symposium 1970. Published by A.A. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 143-151.
43. PHILLIPS, F.C. *The use of stereographic projections in structural geology*. Edward Arnold, London. Third edition (paperback), 1971, 90 p.
44. BADGLEY, P.C. *Structural methods for the exploration geologist*. Harper Brothers, New York 1959, 280 p.
45. FRIEDMAN, M. Petrofabric techniques for the determination of principal stress directions in rocks. *Proc. Conference State of Stress in the Earth's crust*, Santa Monica 1963. Elsevier, New York 1964, pp. 451-550.
46. JOHN, K.W. Graphical stability analysis of slopes in jointed rock. *Journal Soil Mechanics and Foundation Div. ASCE* Vol. 94, No. SM2, 1968, pp. 497-526 with discussion and closure in Vol. 95, No. SM6, 1969, pp. 1541-1545.
47. PANET, M. Discussion on graphical stability analysis of slopes in jointed rock by K.W. John. *Journal Soil Mechanics and Foundation Div. ASCE*, Vol. 95, No. SM2,

En la ref. 4 a partir del análisis de docientos excavaciones subterráneas, se propone el empleo de un índice de calidad (Q), que es función de seis parámetros. Así, el comportamiento de los macizos rocosos y los tipos de soporte necesarios son función de Q.

Los seis parámetros mencionados se combinan para obtener un índice de calidad de la roca Q de acuerdo con la expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (III.3)$$

El valor de participación de cada uno de los parámetros en la expresión anterior se presentan tabulados a continuación:

1. Descripción de calidad	(RQD)
A. Muy mala	0 a 25
B. Mala	25 a 50
C. Regular	50 a 75
D. Buena	75 a 90
E. Excelente	90 a 100

Nota. Cuando, RQD < 10, incluyendo el valor cero, se emplea valor 10 en el cálculo de Q mediante la ec III.3.

2. Número de familias de discontinuidades	(J _n)
A. Masiva, ninguna o pocas discontinuidades	0.5 a 1.0
B. Una familia	2
C. Una familia más distribución aleatoria	3
D. Dos familias	4
E. Dos familias más distribución aleatoria	6
F. Tres familias	9

G. Tres familias más distribución aleatoria	12
H. Cuatro o más familias, distribución aleatoria, intensamente fracturada, fragmentos pequeños, etc.	15
I. Roca triturada, granular tipo suelo	20

Nota. En intersecciones Cosez 3 x J_n y en portales 2 x J_n

3. Rugosidad (J _r)	
a) cuando existe contacto roca con roca en las juntas y	
b) cuando existe este contacto antes de 10 cm de desplazamiento de corte	
A. Juntas discontinuas	4
B. Asperas y onduladas	3
C. Tersas y onduladas	2
D. Lustrosas y onduladas	1.5
E. Asperas y planas	1.5
F. Tersas y planas	1.0
G. Lustrosas y planas	0.5
c) cuando no hay contacto roca con roca al existir desplazamiento de corte	
H. Rellenos de arcillas, limos, arenas o gravas con espesores tales que impiden el contacto de roca con roca	1.0

Nota. Suma 1.0 al J_r si el espaciamento medio de las discontinuidades importantes es mayor de 3 m.

4. Alteración y relleno de juntas	
a) cuando existe contacto entre rocas y roca en las juntas.	

	(Ja)
A. Juntas limpias o con relleno resistentes e impermeables como cuarzo y epidoto	0.25
B. Juntas apenas oxidadas superficialmente	1.0
C. Paredes ligeramente alteradas. Relleno de materiales que no pierden resistencia al deformarse como roca desintegrada y partículas de arena sin arcilla	2.0
D. Paredes recubiertas o con rellenos arcillo-arenosos que no pierden resistencia con la deformación	3.0
E. Rellenos de minerales de arcilla que pierden resistencia al deformarse como caolinita, mica y también talco, yeso grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los rellenos de esta clase son discontinuos y de 1 a 2 mm o menos de espesor	4.0
b) Cuando existe contacto entre roca y roca en las juntas	
F. Relleno de partículas arenosas o roca desintegrada sin arcilla	4.0
G. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espesor de arcilla fuertemente consolidada que no pierde resistencia al deformarse	6.0
H. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espesor de arcilla con preconsolidación de media a baja, que pierde resistencia al deformarse	8.0
I. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espesor de arcilla de alta plasticidad. El valor de Ja depende del porcentaje de partículas de arcilla expansiva, de la factibilidad de entrar en contacto con el agua, etc	8.0 a 8.1

	(Jw)	Presión hidrostática aproximada, en kg/cm ²
1) Cuando no hay contacto con roca al existir desplazamientos de corte		
K.L.H. Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcilla (véase la descripción de la arcilla de G. H. I respectivamente)		6.0, 8.0 o 8.0 a 12
N Zonas o bandas de limo o arena arcillosas con pequeña cantidad de arcilla (no pierde resistencia al deformarse)		3.0
O.P.R. Zonas o bandas de arcilla continuas y de espesor considerable (véase la descripción de la arcilla de G, H, I respectivamente)		10.0, 13.0 o 13.0 a 20.0
5. Condición de flujo de agua	(Jw)	
A. Ambiente seco o flujo reducido por ejemplo, < 5 l/min localmente	1.0	< 1.0
B. Flujo o presión medianos, lavado ocasional del relleno de las juntas	0.66	1.0 a 2.5
C. Flujo o presión grandes en roca competente con juntas limpias	0.5	2.5 a 10.0
D. Flujo o presión grandes, lavado considerable del relleno de las juntas	0.33	2.5 a 10.0
E. Flujo excepcionalmente grande o presión durante explosiones que decae con el tiempo	0.2 a 0.1	> 10.0

F. Flujo excepcionalmente grande o presión constante sin reducirse en forma perceptible	0.1 a 0.5	> 10.0
---	-----------	--------

Nota 1. Los factores C a F están burdamente estimados. El valor de Jc deberá aumentarse si hay necesidad de instalaciones de drenaje.

Nota 2. Los problemas especiales que causa el hielo al formarse en el interior de las grietas no han sido considerados.

b. Condición de esfuerzo (SRF)

a) Existencia de zonas de debilidad que intersectan la excavación y pueden ocasionar que se formen zonas de material suelto al excavar el túnel

A. Numerosas zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente o roca muy suelta a cualquier profundidad

10.0

B. Zonas de debilidad aisladas conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente a una profundidad de 50 m o menor

5.0

C. Igual a B a una profundidad de más de 50 m

2.5

D. Zonas de corte numerosas en roca competente sin arcilla o roca suelta a cualquier profundidad

7.5

E. Zonas de corte aisladas en roca competente sin arcilla a una profundidad de 50 m o menor

5.0

F. Igual a E a una profundidad mayor de 50 m

2.5

G. Roca suelta con discontinuidades abiertas, roca intensamente fracturada

5.0

b) Roca competente con altos esfuerzos R_c/σ_1 R_L/σ_1 (SRF)

H. Esfuerzos reducidos cerca de la superficie del terreno

> 200 > 13 2.5

I. Esfuerzos medianos

200 a 10 13 a 0.66 1.0

J. Esfuerzos grandes estructura bien interconectada

10 a 5 0.66 a 0.33 0.5 a 2

K. Ocurrencia leve de estallidos en roca masiva (mild rock bursts)

5 a 2.5 0.33 a 0.16 5 a 10

L. Ocurrencia importante de estallidos en roca masiva (heavy rock bursts)

< 2.5 < 0.16 10 a 20

c) Extrusión de la roca bajo la acción de grandes esfuerzos

M. Extrusión leve

5 a 10

N. Extrusión importante

10 a 20

d) Expansión de la roca debido a la presencia de agua y esfuerzos

O. Expansión leve	5 a 10
P. Expansión importante	10 a 15

Nota 1. Reducir en a) el valor de SRF del 25 al 50 por ciento si las zonas de debilidad importantes influyen pero no intersecan la excavación.

Nota 2. σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor y R_c y R_t son la resistencia de compresión y tensión respectivamente.

Nota 3. Cuando $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$, se recomienda reducir R_c y R_t al 80 por ciento y cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se deberán reducir R_c y R_t a un 60 por ciento.

Nota 4. En K se sugiere aumentar el valor de SRF de 2.5 a 5 cuando la profundidad del túnel sea menor que su claro.

Con base en los casos reales estudiados se ajustaron los sistemas de soporte requeridos al índice de calidad de la roca Q y a la dimensión de la excavación que rige la estabilidad (el claro o diámetro cuando se analiza la estabilidad del techo y la altura cuando se analizan las paredes). La dimensión utilizada se modifica dividiendo su valor entre el factor EST (Excavation support ratio) que depende del propósito o finalidad de la obra, presencia de maquinaria, personal, etc.

En la tabla III.10 se presentan los valores del factor ESR obtenidos del estudio de los casos reales. Los números entre paréntesis en la columna a la derecha es el número de casos estudiados que respalda la selección del valor ESR para cada tipo de obra.

El procedimiento de selección del soporte en un caso particular se explica a continuación:

- Se determinan las características de la masa rocosa y se selecciona el valor de participación de los seis parámetros mencionados en las tablas.
- Se estima el valor Q, sustituyendo los valores de los seis parámetros involucrados en la ec III.3.
- Se estima el valor de ESR (Excavation support ratio) mediante la tabla III.10.
- Se calcula el cociente de la dimensión efectiva (diámetro, claro o altura) entre el ESR.
- Con los valores de Q y el cociente determinado en d) se define un punto en la gráfica de la fig III.19.
- Con el número de la sección de la gráfica de la fig III.19 se define el soporte entre las 18 categorías descritas en las tablas III.11 a III.14.

TABLA III.10 Relación soporte-excavación (ESR) apropiada para diversas excavaciones subterráneas

Tipo de excavación	ESR	Nº de casos
A. Excavaciones planas (cuerpos) etc...	3-5	(8)
B. Pozos verticales: 1) sección circular 2) sección rectangular o cuadrada	1.5 2.0	(9) (9)
C. Instalaciones mineras permanentes, túneles para hidroeléctricas (excepto para altas presiones) túneles piloto, derivaciones y perfiles para grandes excavaciones, etc...	1.5	(10)
D. Almacenes, plantas de tratamiento de agua, concretas pequeñas y túneles (tuberías, túneles de escape, etc (tuberías cilíndricas))	1.2	(11)
E. Casas de máquinas, estructuras grandes y túneles (tuberías), montañas, intersecciones, túneles para defensa civil, etc...	1.0	(12)
F. Estaciones múltiples subterráneas, estaciones de ferrocarril, túneles, etc...	0.8	(13)

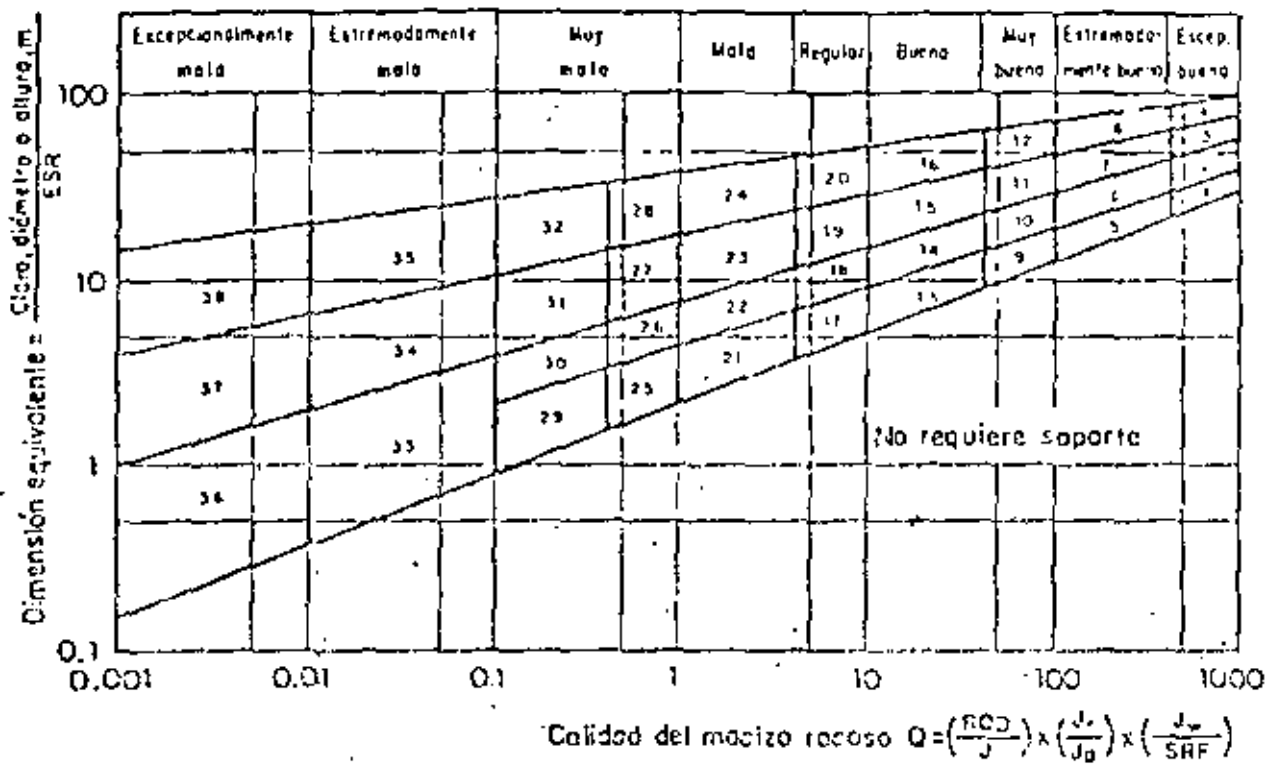


FIG III.19 Categorías de soporte en función del parámetro Q

TABLA III.11 Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad excelente, extremadamente buena, muy buena y buena (valor de Q de 1 000 a 10)

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales		β	CIADQ	Tipo de soporte
		FCU Jn	Jr Je	CIADQ CIAP (m)	kn/cm ² (4300)	
1*	1000-400	-	1	-	< 0.01	20-40
2*	1000-400	-	-	-	< 0.01	30-60
3*	1000-400	-	-	-	< 0.01	40-100
4*	1000-400	-	-	-	< 0.01	60-100
5*	400-100	-	-	-	0.05	17-40
6*	400-100	-	-	-	0.05	19-45
7*	400-100	-	-	-	0.05	30-65
8*	400-100	-	-	-	0.05	40-80
9	100-40	≥ 20	-	-	0.25	0.5-10
		< 20	-	-		
10	100-40	≥ 30	-	-	0.25	14-30
		< 30	-	-		
11*	100-40	≥ 30	-	-	0.25	23-48
		< 30	-	-		
12*	100-40	≥ 30	-	-	0.25	40-77
		< 30	-	-		
13	40-10	≥ 10	≥ 1.5	-	0.5	5-14
		≥ 10	< 1.5	-		
		< 10	≥ 1.5	-		
		< 10	< 1.5	-		
14	40-10	≥ 10	-	≥ 15	0.5	8-23
		< 10	-	≥ 15		
		-	-	< 15		
15	40-10	> 10	-	-	0.5	15-40
		≥ 10	-	-		
16*	40-10	> 15	-	-	0.5	30-65
		≤ 15	-	-		

Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

El tipo de soporte que ha de usarse para las categorías de la 1 a la 8 dependerá de la técnica de voladura. Mediante voladuras cuidadosas se puede hacer innecesario el empleo de soporte. En cambio, voladuras sin cuidado pueden obligar la aplicación de concreto lanzado, especialmente donde la altura de excavación es mayor de 25 m.

CLAVES DE LAS TABLAS

sb = anclaje en zonas

B = anclaje sistemático

(ule) = anclaje sin tensión, con inyección

TABLA III.12 Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad regular y mala (valor de Q de 10 a 1)

Categoría de soporte	Q	Factores de corrección			γ (aprox) (aprox)	Clase (150m)	Tipo de soporte
		$\frac{R_{20}}{J_0}$	$\frac{J_0}{J_1}$	LL (m)			
17	10-4	> 30 ≥ 10, < 30 = 10 < 10	- - - -	- - ≥ 6 m ≥ 6 m	1.0	1.5-9	B(utq) B(utq) 1-1.5 m B(utq) 1-1.5 m + S 2-3 cm S 2-3 cm
18	10-4	> 5 = 5 ≥ 5 ≤ 5	- - - -	> 10 m = 10 m ≥ 10 m ≤ 10 m	1.0	7-15	B(utq) 1-1.5 cm + cm B(utq) 1-1.5 m + cm B(utq) 1-1.5 m + S 2-3 cm B(utq) 1-1.5 cm + S 2-3 cm
19	10-4	-	-	≥ 20 m = 20 m	1.0	12-22	B(utq) 1-2 m + S(m) 10-15 cm B(utq) 1-1.5 m + S(m) 5-10 cm
20*	10-4	-	-	≥ 35 m = 35 m	1.0	24-32	B(utq) 1-2 m + S(m) 20-25 cm B(utq) 1-2 m + S(m) 10-20 cm
21	4-1	≥ 12.5 = 12.5 -	≥ 0.75 = 0.75 -	- - -	1.5	2.1-6.5	B(utq) 1 - + S 2-3 cm S 2.5-5 cm B(utq) 1 m
22	4-1	> 10, < 30 = 10 = 30	> 1.0, = 1.0 = 1.0	- - -	1.5	4.5-11.5	B(utq) 1 m + cm S 2.5-7.5 m B(utq) 1 m + S(m) 2.5-5 cm
23	4-1	≥ 30 - -	- - -	≥ 15 m = 15 m = 15 m	1.5	8-24	B(utq) 1 m B(utq) 1-1.5 m + S(m) 10-15 cm B(utq) 1-1.5 m + S(m) 5-10 m
24*	4-1	- -	- -	≥ 30 m = 30 m	1.5	18-45	B(utq) 1-1.5 m + S(m) 15-20 cm B(utq) 1-1.5 m + S(m) 10-15 cm

* Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

(tg) = con tensión longitudinal del tipo de concha en rocas compactas, (aprox) después del tensado en rocas de mala calidad)

S = concreto lanzado

(mr) = malla reforzada

cm = malla de cadena (chain link mesh)

CCA = concreto colado

(lr) = acero reforzado

(l) = espaciamiento entre enclas está dado en metros (m); El espesor de concreto lanzado o colado se da en centímetros (cm)

TABLA III.13 Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad muy pobre (valor de Q de 1.0 a 0.1)

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales		CLARJESP (m)	P (kg/cm ²) (aprox)	CLARJESP (m)	Tipo de soporte
		RQD/3m	Jr/J6				
25	1.0-0.4	> 10 ≤ 10 -	> 0.5 = 0.5 ≤ 0.5	- - -	2.25	1.5-4.2	B(tq) 1 m + nr de cm B(tq) 1 m + S(nr) 5 cm B(tq) 1 m + S(nr) 5 cm
26	1.0-0.4	- - -	- - -	- - -	2.25	1.2-2.5	B(tq) 1 m + S(nr) 5-7.5 cm B(tq) 1 m + S 2.5-5 cm
27	1.0-0.4	- - - -	- - - -	≥ 12 m = 12 m ≤ 12 m ≤ 12 m	2.25	6-10	B(tq) 1 m + S(nr) 2.5-10 cm B(tq) 1 m + S(nr) 5-7.5 cm CCA 20-40 cm + B(tq) 1 m S(nr) 10-20 cm + B(tq) 1 m
28*	1.0-0.4	- - - -	- - - -	≥ 30 m ≥ 20, < 30 ≤ 20 m	2.25	15-30	B(tq) 1 m + S(nr) 30-40 cm B(tq) 2 m + S(nr) 20-30 cm P(tq) 1 m + S(nr) 15-20 cm CCA(sr) 30-100 cm + B(tq) 1 m
29*	0.4-0.1	> 5 ≤ 5 -	> 0.25 = 0.25 ≤ 0.25	- - -	3.0	1.0-3.1	B(tq) 1 m + S 7-9 cm B(tq) 1 m + S(nr) 5 cm B(tq) 1 m + S(nr) 5 cm
30	0.4-0.1	≥ 5 ≤ 5 -	- - -	- - -	3.0	2.2-6	B(tq) 1 m + S 2.5-5 cm S(nr) 5-7.5 cm B(tq) 1 m + S(nr) 5-7.5 cm
31	0.4-0.1	> 4 ≥ 4, < 1.5 ≤ 1.5	- - -	- - -	3.0	4-14.5	P(tq) 1 m + S(nr) 5-12.5 cm S(nr) 2.5-25 cm CCA 20-40 cm + B(tq) 1 m CCA(sr) 30-50 cm + B(tq) 1 m
32*	0.4-0.1	- - -	- - -	≥ 20 m ≤ 20 m	3.0	11-34	B(tq) 3 m + S(nr) 40-60 cm B(tq) 1 m + S(nr) 20-40 cm CCA(sr) 40-120 cm + B(tq) 1 m

* Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos disponibles son insuficientes para una confiable predicción del soporte requerido.

TABLA III.14 Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad extremadamente mala y excepcionalmente mala (valor de Q de 0.1 a 0.001)

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales		CLARO/ESR	P kg/cm ² (aprox)	CLARO/ESR (m)	Tipo de soporte
		KQD/Jn	Jr/Ja				
33*	0.1-0.01	≥ 2 + 2 -	- - -	- - -	6	1.0-3.9	B(tg) 1 m + S(mr) 2.5-5 cm S(mr) 5-10 cm S(mr) 7.5-15 cm
34	0.1-0.01	≥ 2 < 2 - -	≥ 0.25 ≥ 0.25 < 0.25 -	- - - -	6	2.0-11	B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm S(mr) 7.5-15 cm S(mr) 15-25 cm CCA(sr) 20-60cm + B(tg) 1 m
35	0.1-0.01	- - - -	- - - -	≥ 15 m ≥ 15 m < 15 m < 15 m	6	6.5-28	B(tg) 1 m + S(mr) 10-100 cm CCA(sr) 60-100 cm + B(tg) 1 m B(tg) 1 m + S(mr) 20-75 cm CCA(sr) 40-150 cm + B(tg) 1 m
36*	0.01-0.001	- -	- -	- -	12	1.0-2.0	S(mr) 10-20 cm S(mr) 10-20 cm + B(tg) 0.5-1.0 m
37	0.01-0.001	- -	- -	- -	12	1.0-6.5	S(mr) 20-60 cm S(mr) 70-60 cm + B(tg) 0.5-1.0 m
38	0.01-0.001	- - - -	- - - -	≥ 10 m ≥ 10 m < 10 m < 10 m	12	4.0-2.0	CCA(sr) 100-300 cm CCA(sr) 100-300 cm + B(tg) 1 m S(mr) 70-200 cm S(mr) 70-200 cm + B(tg) 1 m

* Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos recabados son insuficientes para hacer una predicción confiable del soporte requerido

3.2.4 METODO DE BIENIAWSKI

Bieniawski (ref 5) en forma similar a Barton (ref 4) ha desarrollado un sistema de clasificación de las masas rocosas con la finalidad de servir de apoyo a la localización, diseño, selección del método de excavación y tipo de soporte de túneles.

En la clasificación propuesta intervienen seis parámetros que son:

1. Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
2. Índice de calidad de la roca RQD (Rock quality designation)
3. Espaciamiento de las juntas
4. Orientación de las juntas
5. Condición de las juntas
6. Flujo de agua subterránea

El procedimiento de clasificación del macizo rocoso y de selección del soporte adecuado es el siguiente:

- a) Se determinan los seis parámetros señalados y se encuentra el valor en puntos que se le asignan en la parte A de la tabla III.15.
- b) Se suman los puntos correspondientes a los seis parámetros y se determinan la clase y calidad del macizo en la parte B de la tabla III.15.
- c) Se selecciona el tipo de soporte para túneles de 5 a 12 m de diámetro y de poca profundidad, que se proporciona en la tabla III.17 que presenta tres alternativas de soporte para cada una de las cinco clases de roca.

Nota 1. Para facilitar la definición de la orientación de un plano de debilidad como "favorable" o "desfavorable" se proporcionó el criterio

TABLA III.15 Clasificación geomecánica de los macizos rocosos

A. Parámetros de clasificación y sus valores

Resistencia a la Compresión simple de roca intacta	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	< 25 MPa
Valor	10	5	2	1	0
Calidad del núcleo (RQD)	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25% o muy alterada
Valor	20	17	14	8	3
Espaciamiento entre juntas	> 3 m	1 - 3 m	0.3 - 1 m	50 - 200 mm	< 50 mm
Valor	30	25	20	10	5
Rumbo y echado de las juntas	muy favorable	favorable	regular	desfavorable	muy desfavorable
Valor	15	13	10	6	3
Características de las juntas	muy cerradas: separación < 0.1 mm no continuas	cerradas: < 1 mm continua sin relleno	abiertas: 1-5 mm continua relleno < 5 mm	abiertas: > 5 mm continua relleno > 5 mm	
Valor	15	10	5	0	
Flujo de agua subterránea (para cada 10 m de túnel)	Ninguno		< 25 litros por minuto	25 - 125 litros por minuto	> 125 litros por minuto
Valor	10		8	5	2

B. Clases de macizos rocosos y sus valores

No de clase	I	II	III	IV	V
Descripción de clase	roca muy buena	roca buena	roca regular	roca mala	roca muy mala
Valor total	100-90	90 - 70	70 - 50	50 - 25	< 25

C. Significado de las clases de macizos rocosos en excavación de túneles

No de clase	I	II	III	IV	V
Claro sin soporte	5 m	4 m	3 m	1.5 m	0.5 m
Promedio del tiempo sin soporte	10 años	6 meses	1 semana	5 horas	10 minutos

descrito en la tabla III.16 (ref 6).

Nota 2. El significado ingenieril aplicado a excavaciones subterráneas de cada uno de los cinco grupos señalados se presenta en la sección C de la tabla III.15. Esto, es, en esta sección se especifica para cada calidad de roca el claro o distancia entre el soporte y el frente del túnel que puede permanecer sin soporte en un intervalo de tiempo dado.

En la fig III.20 se muestran completas las especificaciones de claro sin soporte e intervalo de tiempo que en la sección C de la tabla III.15 sólo se dan en promedio para cada uno de los cinco grupos de la clasificación.

Nota 3. En casos de frontera entre las clases de macizos los soportes recomendados en la tabla III.17 deberán promediarse o interpolarse.

Nota 4. En vista de que este método es empírico se recomienda efectuar mediciones y observaciones de campo durante la construcción a fin de ajustar el diseño inicial al comportamiento observado de la masa rocosa.

TABLA III.16 Efecto del rumbo y echado en la excavación de túneles

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel	
a favor del echado		en contra del echado		al eje del túnel	
echado	echado	echado	echado	echado	echado
45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°
muy favorable	favorable	regular	desfavorable	desfavorable	regular
echado de 0° - 20°: desfavorable, sin tomar en cuenta el rumbo					

TABLA III.17 Guía para la selección del soporte provisional en túneles poco profundos de 5 a 12 m de diámetro

Clase de macizo rocoso	Diferentes sistemas de soporte para excavaciones por perforación y voladura		
	Principalmente anclas*	Principalmente concreto lanzado	Principalmente marcos de acero
I	En general no requiere soporte		
II	Espacio entre anclas de 1.5 a 2.0 m ocasionalmente malla metálica	Concreto lanzado 50 mm en la clave	No económico
III	Espacio entre anclas de 1.0 a 1.5 m además malla metálica y 30 mm de concreto lanzado en la clave donde se necesite	Concreto lanzado 100 mm en la clave y 50 mm en las paredes, ocasionalmente malla metálica y anclas donde sea necesario	Marcos ligeros con separación de 1.5 a 2.0 m
IV	Espaciamiento entre anclas 0.5 a 1.0 m, malla metálica y de 30 a 50 mm de concreto lanzado en clave y paredes	Concreto lanzado 150 mm en la clave y 100 mm en las paredes, con malla metálica y anclas espaciadas entre 3 y 1.5 m	Marcos medianos separados entre 0.7 y 1.5 m, con 50 mm de concreto lanzado en la clave
V	No recomendable	Concreto lanzado 200 mm en la clave y 150 mm en las paredes, con malla de alambre, anclas y marcos ligeros	Marcos pesados separados 0.7 m con desfaseamiento, con concreto lanzado 75 mm lo más pronto posible

* Anclas de 20 mm de diámetro, cubiertas con resina, largo igual a 1/2 del ancho del túnel.

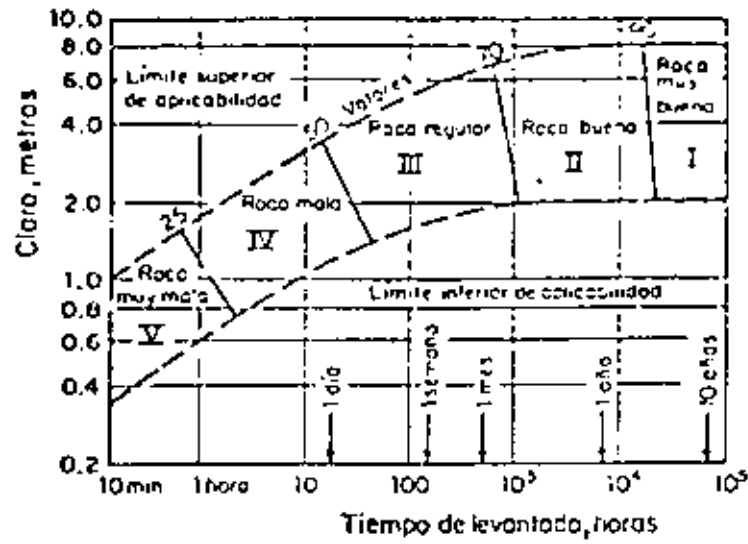


FIG III.20 Clasificación geomecánica para túneles (ref 7)

CHAPTER 3

JOINTS

INTRODUCTION

JointS are cracks and fractures in rock along which there has been extremely little or no movement. They are the most commonly developed of all structures, since they are to be found in all competent rocks exposed at the surface. Yet, despite the fact that joints are so common and have been studied widely, they are perhaps the most difficult of all structures to analyse. The analytical difficulty is attendant upon a number of fundamental characteristics of these structures. Thus, there is abundant field evidence that demonstrates that joints may develop at practically all ages in the history of rocks. In sedimentary rocks, for example, joints may develop soon after deposition, while the sediments are still unconsolidated. They may possibly develop towards the end of a phase of active tectonic compression, and be associated with faults and folds. Or they may develop much later, when the phase of active deformation has subsided. Moreover, tectonic deformation is not necessary to the development of joints, for competent rocks which exhibit no evidence of tectonic deformation are cut by joints.

In the light of these observations, it is unlikely in the extreme that all joints are the result of a single mechanism.

Another difficulty in joint analysis springs from the fact that, characteristically, joints exhibit little or no displacement along the joint plane. Consequently, except in special instances, it is extremely difficult, even impossible, to establish the age relationship of joint planes with one orientation to those with a different orientation. As a result, incorrect assumptions regarding the ages of joints may easily be made and this can invalidate the conclusions of the analysis.

Yet another stumbling block encountered when dealing with joints stems from the difficulty in giving a hard and fast definition (which will be acceptable to all geologists) of what constitutes a joint. However, although a rigid, universal definition may not be possible, there is a general nomenclature which is in common use in describing these structures. An outline of this nomenclature is given in the following sections.

CLASSIFICATION OF JOINTS

Joints may be classified and described with reference to one or more of a number of their characteristics, such as shape, size and their relative importance which combines size and frequency of occurrence.

Shape

If joints are planar and parallel, or sub-parallel, so that they form sets, the joints are said to be *systematic*. When joints are irregular, curved, or conchoidal fractures they are said to be *non-systematic*. Such curved joints are little used in the analysis of joint development. Consequently, whenever the word joint is used and not qualified it will subsequently be assumed that the structure is one of a systematic set of joints. It should be noted that the term systematic joints is used in a sense which is entirely different from the term joint system. The latter term is used to indicate intersecting sets of systematic joints.

Size

The magnitude of joint planes forms a continuum which covers a tremendous range, from structures which are sometimes hundreds of feet in extent down to microscopic sizes. The subdivision and classification according to size of such a continuum is arbitrary and will tend to vary according to the user and the magnitude of the largest joints in the area under investigation. As we shall see later, the size of joint planes is largely related to the lithology and the size of the rock units being studied.

Joints which cut through a number of beds or rock units and which can be traced for many tens, or hundreds of feet (provided

the exposure is sufficiently extensive) represent one end of the size-scale and are termed *master joints*. Joint planes which are an order of magnitude smaller but which are still well defined structures may be called *major joints*. Smaller, relatively unimportant breaks may be called *minor joints*. Finally, at the lower end of the size-scale there are the minute fractures which sometimes occur in finely banded sediments of varying lithology. These *micro-joints* (or micro-clears in coal) which may be a small fraction of an inch in extent, grade downward in size into the truly microscopic range.

Frequency and Size (relative importance)

Joint frequency is a term used to indicate the number of planes of one particular joint set encountered in a linear traverse at right angles to the joint planes.

In many localities one set of joints is often dominant, being both larger and/or more frequent than joints of other sets in the same locality. The structures of this dominant set are sometimes referred to as *primary joints*. Often, when this term is used, only one other set of joints is developed and structures of this set are known as *secondary joints*. These terms refer only to the degree of development and do not have a genetic connotation. In particular, the former term should not be confused with the primary joints encountered in igneous rocks which are discussed in a later section.

Joints frequently occur in relatively narrow zones, in which one joint is replaced *en echelon* by another joint which is slightly off-set.

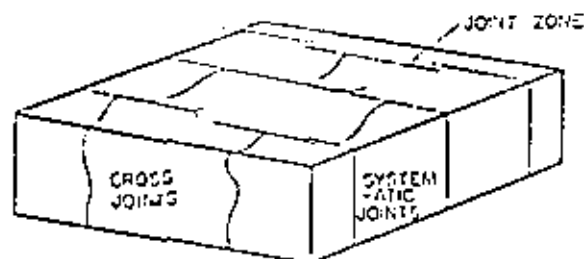


FIG. 42. Block diagram showing systematic joints arranged in zones, and replacing each other *en echelon*, together with non-systematic cross joints.

At their ends, joints are sometimes bifurcated and sometimes linked to the adjacent joint in the zone, as indicated in Fig. 42.

It is commonly observed that the rock between zones is cut by cross joints. (These structures should not be confused with fractures of the same name which develop in igneous rocks.) Hodgson (1961a) maintains that cross joints differ from typical systematic joints, in that cross joints do not intersect systematic joints or well-developed bedding surfaces and although cross joints may sometimes form planar surfaces, they are typically somewhat sinuous and non-systematic.

The descriptive and non-genetic terms noted in the preceding paragraphs are based upon the geometry and relative degree of development of the joints, both individually and in sets. The nomenclature relating to their orientation and relationship to other geological structures is considered in the following section.

RELATIONSHIP OF JOINTS TO OTHER STRUCTURES

Joints and their orientation with respect to other structures have been widely studied in the field and it has been established that systematic joints usually show well-defined relationships to folds and faults which develop during the same tectonic cycle. A general synthesis of the orientation of joint sets to folds and faults is represented in Fig. 43, 44 and 45. It should be borne in mind that in any specific field example the systematic relationships shown in these figures may need to be modified, in that one or more of the sets of joints may fail to develop.

The orientation of joint sets relative to folds is apparently dependent upon the size and type of fold, the relative competence of the rock units in which the structures are formed and the magnitude of the joint planes in relation to the size of the fold and thickness of the rock units.

The relationship between master joints and relatively minor folds is indicated in Fig. 43a. The orientation of some of the joint sets can be related directly to, and defined in terms of the a_1 , b_1 ,

c -axes of the "tectonic cross"; where it is assumed a is the direction of movement of the fold, b is parallel to the fold axis and c is perpendicular to the ab plane. The set of joints which cuts the fold at

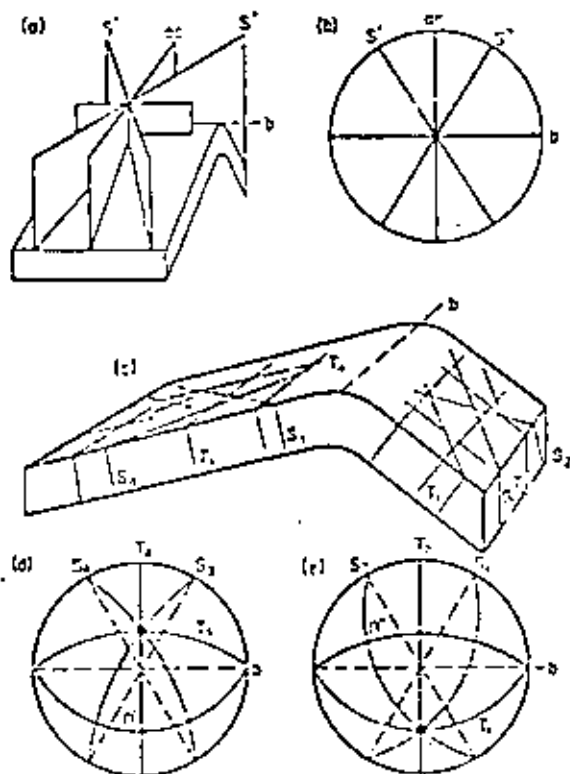


FIG. 43. (a) Block diagram illustrating typical relationship of master joints by an anticline. (b) Stereonet of master joints shown in (a). (c) Block diagram showing typical relationship of joints in the limbs of an asymmetrical anticline. (d) Stereonet of joints in the gently dipping limb. (e) Stereonet of joints in the steeply dipping limb.

right angles to the fold axis is classified as ac -joints. (The term cross joint has also been used to describe these structures, but its use is not recommended because of the possibility of confusing these ac -

joints with the non-systematic cross joints or with the primary cross joints which develop in igneous rocks.) The set which is orthogonal to the ac set is known either as *longitudinal* or *bc*-joints. Again,

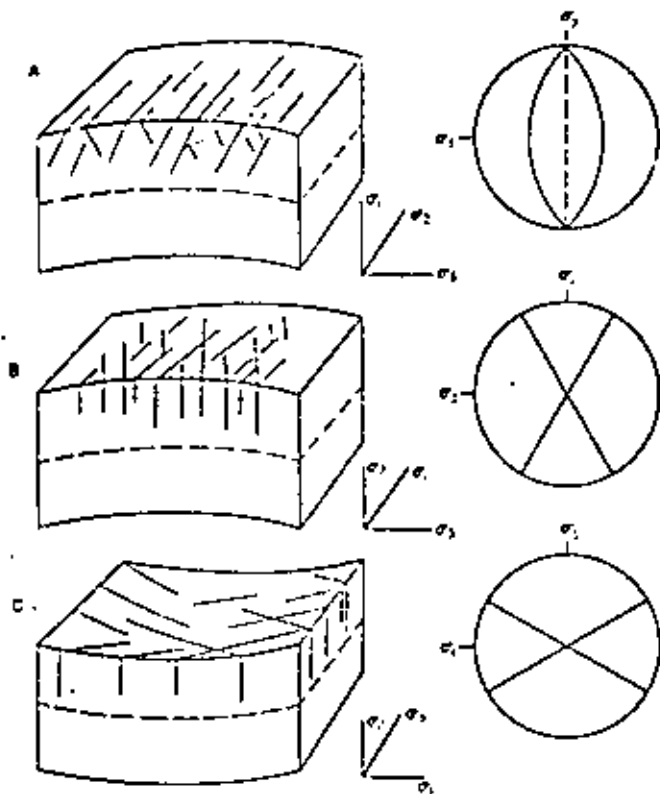


FIG. 44. (a) Joints at the crest of a minor syncline with the orientation of normal faults. (b) Shear joints at the crest of a major syncline with acute angle made by the joints intersected by the axial lines. (c) Shear joints in the trough of a major syncline (above the neutral surface) with obtuse angle made by the joints intersected by the axial line. The orientation of the principal stresses when these structures developed and stress-grains indicating their orientation are also shown.

these structures should not be confused with the primary longitudinal joints which may develop in igneous rocks. The joint sets

represented by the planes marked S_1 and S_2 cannot readily be related to the tectonic cross and are sometimes referred to as *oblique joints*.

It will be noted that the oblique joints have an orientation which is similar to that which would be exhibited by conjugate wrench faults which might develop as a result of the same compression which gave rise to the fold. As a result of this similarity in the orientation, it is suggested on dynamic grounds, that the oblique joints can be classified as *shear joints*.

The α - and β -joints which intersect the angles formed by the complementary shear joints are less obviously classified as *tension joints*. The mechanisms which may give rise to such shear and tension joints are discussed in a later section.

It is suggested that the type of joint orientation represented by Fig. 43a is best developed in folded rocks which, at the time of joint formation, varied little in competence from one rock unit to another as, for example, in certain metamorphic suites.

Master joints may frequently fail to form in folds which develop in relatively thin, interbedded competent and incompetent materials. It is then found that the major and minor joints, which develop in the competent units in the limbs, remote from the crest or trough of the fold, are usually strongly influenced by the orientation of the rock unit.

The idealized disposition of the various joint surfaces which may develop in the steeply dipping, "leading" limb and the more gently inclined "trailing" limb of an asymmetrical anticline are indicated in Fig. 43c. The stereographic diagrams (which are in the horizontal plane) representing the joint-sets which develop in the leading and trailing limbs are shown in Fig. 43d and e respectively.

As in the previous example, there are two sets of shear joints and two sets of tension joints, but instead of being related to the fold as a whole, these joints are related to the limbs of the fold.

It will be noted that only the tension joints T_1 and T_2 are vertical. These, of course, have orientations which are identical with each other and with any or master joints which may develop. All other joint planes are inclined to the vertical. They are, however, perpendicular to the surfaces of the rock units in each limb. Since the

various joint planes are perpendicular to the bedding, it follows that the line of intersection of the shear joints is also perpendicular to the bedding.

In the field, this ideal relationship may not be exactly realized. Nevertheless, joints of this type are usually not more than 15° from perpendicular to the surface of the rock units, i.e. in sedimentary rocks, perpendicular to the bedding planes. In instances when the joints are not exactly perpendicular to the bedding they commonly tend towards the vertical.

The type and orientation of joints which develop near the crests and troughs of folds depends upon the thickness of the rock unit and the degree of deformation, as indicated by the sharpness of the flexure.

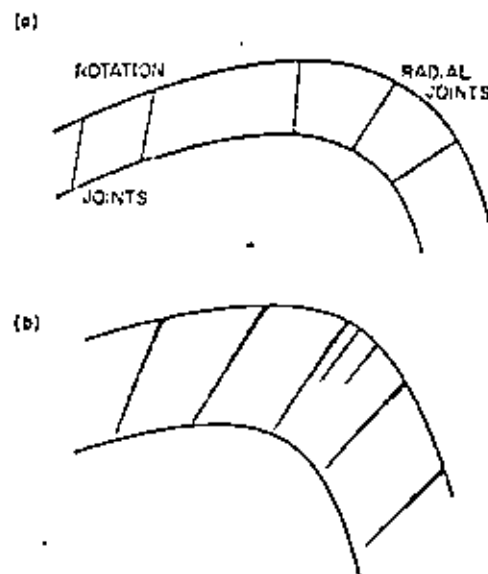


FIG. 45. (a) Section of crest of anticline showing typical orientations of radial joints, shear joints, and tension joints in the gentle dipping limb. (b) Similar open or quartz or carbonate filled structure sometimes described as "joints".

Some of the joint systems which may develop in thick units of gently folded rock are indicated in Fig. 44. The sets of joints

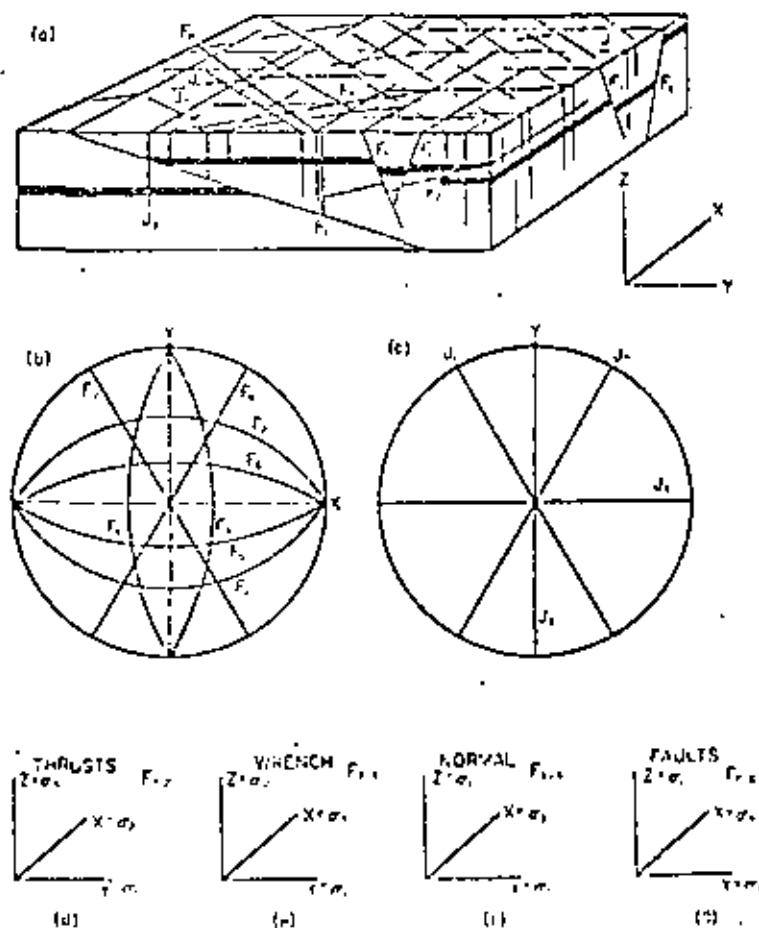


FIG. 46. (a) Block diagram showing orientation of faults and joints in unbedded rocks which may result from various phases of compression and tension related to one complete tectonic cycle. (b) Stereogram of fault orientations shown in (a). (c) Stereogram of joint orientation shown in (a). (d-k) Orientation of stress fields when the various groups of faults were initiated.

represented in Fig. 44a (after Bucher) have the orientation of normal faults with their line of intersection parallel to the fold axis. These joints may be interpreted as shear fractures. It was indicated in Chapter 2, that during the formation of such conjugate shears the axis of intermediate principal stress σ_2 is parallel to the line of intersection of the planes, while the axis of maximum principal stress bisects the acute angle formed by the shears. Consequently, the stress system which must have existed at the time of their formation is as indicated. The vertical stress was the greatest principal stress, the intermediate principal stress acted parallel to the axis of the fold and the least principal stress was in the direction usually associated with the direction of maximum compression.

Shear joints of the type represented in Fig. 44b and c have been described by de Sitter. It will be noted that the orientation of the shear joints in Fig. 44b is different from that of the shear joints represented in Fig. 44a for the axis of the fold intersects the acute angle between the complementary joint sets. Consequently, it may be inferred that at the time of the development of these joints the maximum principal stress acted parallel to the fold axis, and the intermediate stress was in the vertical direction.

The shear joints which may form in the troughs of gently flexured synclines are indicated in Fig. 44c. These planes, it will be seen, are similar in orientation to the master shear joints shown in Fig. 43a.

In folds where the curvature of the crests is sharp, fractures of the type indicated in Fig. 45a may develop. Fractures with similar orientation are shown in Fig. 45b. However, these fractures are open or, more usually, filled with quartz or some carbonate material, and the fracture surfaces are often rough and somewhat irregular. These gashes, or fissures, almost certainly developed during the process of folding and represent failure following plastic deformation. It is suggested, for reasons which are discussed later, that such structures should not be classified as joints.

The faults and related joints which may develop in a horizontally bedded series of sediments are represented in block diagram a and stereographic diagrams b and c of Fig. 46. This figure represents

the types of faults which may develop throughout the various phases of a tectonic cycle. Although the relative positions of the greatest, intermediate and least principal stresses may interchange, it is assumed, for the sake of simplicity, that they are always orientated in the x -, y - and z -directions indicated in Fig. 46a. The orientations of the principal stresses with respect to these directions, during the formation of the various faults are given in Fig. 46d-g.

It will be seen that the wrench faults F_7 and F_8 and the joints J_1 and J_2 are the only structures which have the same general orientation. As noted earlier, in view of the fact that these structures are parallel, or sub-parallel, joints J_1 and J_2 have been classified as shear joints.

It is significant that joints do not, in general, form parallel to the other planes of shear failure, i.e. thrusts and normal faults.

The other sets of joints, J_3 and J_4 , which are also vertical fracture planes, bisect the angles formed by the shear joints and are classified as tension joints.

If folds had formed during the compressive phase, it is likely that the axes of these structures would be parallel to the line of intersection of the thrust planes, i.e. the b -axis would be approximately parallel to the x -direction in Fig. 46. Consequently, the J_3 joint set represents the b -joints and J_4 will represent the a -set of joints.

The normal faults indicated in Fig. 46a are inclined to the vertical at about 30°. However, in the field, it is sometimes found that normal fault planes are near vertical and that they are parallel to one or other of the sets of tension joints. When such a relationship exists, it is often difficult to be sure whether the tension joints formed parallel to the normal faults, or whether the joints predate the normal faults which subsequently developed along these existing planes of weakness.

SURFACE FEATURES

In the absence of well-defined tectonic structures, it is extremely difficult to give a genetic classification of joint systems. However, it has been suggested that the general appearance of the joint surface

may be used to differentiate between shear and tension joints. Shear joints are usually markedly planar fractures which are not affected by local changes in lithology. For example, they tend to cut across pebbles in conglomerates, mud pellets, etc., without change of direction of the joint plane. Tension joints in some areas are more irregular surfaces which tend to be deflected by, and follow the outline of, the type of minor variation in lithology noted above.

Another possible means of differentiating between shear and tension joints has arisen from the study of surface features which sometimes develop on the faces of joint planes.

A detailed study of the individual joint planes was first made by Woodworth and more recently by Hodgson (1961a and b) and Roberts. They have observed that joint planes are frequently complicated in their morphology, and a classification of the various parts of the joint plane and the features which develop on the joint surfaces have been evolved.

A schematic block diagram (after Hodgson) showing the primary surface structures of a systematic joint is seen in Fig. 47. When the joint is unweathered, the dominant feature, known as the *main joint face*, usually has a slightly rough or granular surface on which faint ridges or rays may form a pattern. The most commonly observed pattern, indicated in Fig. 47 and Plate 2, is known variously as a *barb*, *plume* or *feather structure*. (It is thought advisable to refer to this pattern as a plume structure rather than a feather structure since this term may be confused with the feather joints associated with faults.) The axis of the plume on the main joint face is commonly parallel to the upper and lower surfaces of the rock unit, although, very occasionally, the axis is roughly perpendicular to the bedding.

Another type of feature which may be seen on the surface of main joint faces consists of circular, or near circular, concentric ridges, as shown in Plate 2 and Frontispiece. These patterns often develop in coal and have been termed "auger" fractures by German miners. (These surface features are not to be confused with the auger structures which sometimes develop in metamorphic rock.)

In some instances, the main joint face is separated from the surrounding *border* or *fringe*, by a pronounced *shoulder* which, where

TABLE 2-10

References to Some Engineering
Classification Systems for Rock

Object	For general purpose	For a special purpose
Rock Material	Coates (1964) Coates and Parsons (1956) Deere and Miller (1966) and Deere et al (1967) Underwood (1967) - shales	Bergh-Christensen and Selmer- Olsen (1970) - resistance to blasting Selmer-Olsen and Blindheim (1970) - drillability
Rock Mass	John (1962) Chodera (1970) Iida et al (1970) Muller and Hoffman (1970) Franklin et al (1971)*	Terzaghi (1946) - tunnels Läuffer (1958) - tunnels Bieniawski (1974) - tunnels Barton et al (1975) - tunnels Kruse et al (1969) - tunnel liner design Ege (1968) - tunnels in granitic rocks Oberst and Duvall (1967) - mining Goodman and Duncan (1971) - rock slopes Caterpillar Tractor Co. (1966) rippability

* Best applied to rippability classification.

2-10). The rock strength is to be determined either by unconfined compressive strength tests or by the point load index, previously discussed. This approach can be useful for organizing case experiences.

A number of workers have considered the specific problem of rock mass classification for tunnel excavation and supports. Barton,

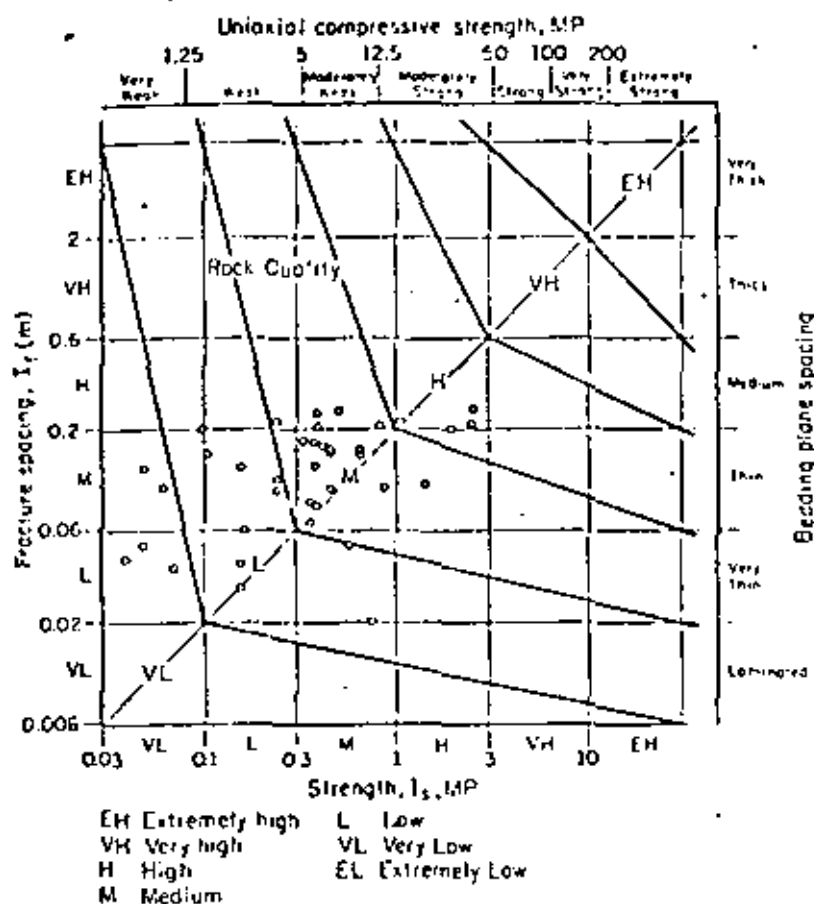


Figure 2-10. Franklin's rock quality classification; Franklin et al. (1971). The strength I_c is the point load index.

Lien and Lunde (1975), for example, adjusted six parameters by means of detailed study of 200 underground case histories, in proposing a single numerical tunneling index -- Q.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (5)$$

RQD refers to the percent modified core recovery (Deere, et al., 1967), calculated from drilling logs by deleting from the "recovered" category all pieces of core less than four inches long*. A minimum

* Barton, Lien and Lunde state that Norwegian Geotechnical Institute geologists have found they can estimate RQD values in jointed, hard, clay-free rocks from field estimates of the number of joints per cubic meter (J_v). $RQD = 115 - 3.3 J_v$; ($RQD \leq 100$)

RQD of 10 is used in evaluating Q. The other terms in Equation 5 evaluate the number of joint sets and the roughness, alteration, water and stress conditions according to Table 2-11.

TABLE 2-11

Values of the Parameters
in Barton, Lien, and Lunde's Classification

A.	<u>Number of sets of discontinuities</u>	<u>Jn</u>
	massive	0.5
	one set	2.0
	two sets	4.0
	three sets	9.0
	four or more sets	15.0
	crushed rock	20.0
B.	<u>Roughness of discontinuities</u>	<u>Jr*</u>
	non-continuous joints	4.0
	rough, wavy	3.0
	smooth, wavy	2.0
	rough, planar	1.5
	smooth, planar	1.0
	slick, planar	0.5
	"filled" discontinuities	1.0
	* add 1.0 if mean joint spacing exceeds 3 meters	
C.	<u>Filling and wall rock alteration</u>	<u>Ja</u>
	a) <u>essentially unfilled</u>	
	healed	0.75
	staining only; no alteration	1.0
	silty or sandy coatings	3.0
	clay coatings	4.0
	b) <u>filled</u>	
	sand or crushed rock filling	4.0
	stiff clay filling <5 mm thick	6.0
	soft clay filling <5 mm thick	8.0
	swelling clay filling <5 mm thick	12.0
	stiff clay filling >5 mm thick	10.0
	soft clay filling >5mm thick	15.0
	swelling clay filling >5 mm thick	20.0

Table 2-11 (continued)

D. <u>Water conditions</u>	<u>J_w</u>
dry	1.0
medium water inflow	0.66
large inflow with unfilled joints	0.5
large inflow with filled joints which wash out	0.33
high transient inflow	0.2 - 0.1
high continuous inflow	0.1 - 0.05

E. <u>Stress reduction class</u>	<u>SRF*</u>
loose rock with clay-filled discontinuities	10.0
loose rock with open discontinu- ities	5.0
rock at shallow depth (<50m) with clay-filled discontinuities	2.5
rock with tight, unfilled dis- continuities under medium stress	1.0

* Barton et al also define SRF values corresponding to degrees of bursting, squeezing, and swelling rock conditions.

TABLE 2-12

After Barton, Lien, and Lunde (1975)

<u>Q</u>	<u>Rock mass quality for tunneling</u>
<0.01	exceptionally poor
0.01 - 0.1	extremely poor
0.1 - 1.0	very poor
1.0 - 4.0	poor
4.0 - 10.0	fair
10.10 - 40.0	good
40.0 - 100.0	very good
100.0 - 400.0	extremely good
>400.0	exceptionally good

Barton's analysis of case histories yielded a relationship for the maximum safe span (D) for an unsupported underground opening as a function of Q:

$$D = 2.2 (Q)^{0.387} \quad (6)$$

where D is in meters, and Q is in the range $0.001 \leq Q \leq 1,000$. Other functions of Q are given to select supports for different types of openings.

For example, consider the rock masses in Figures 2-9c and 2-9e with respect to tunneling at 40 meters depth. In the former case, assume the RQD is found to equal 30% and in the latter 75%. Assuming there will be no water inflow, we might estimate Q for each case as follows. For the rock of figure 2-9c:

$$Q = \frac{30}{9} \cdot \frac{1.0}{2.0} \cdot \frac{1.0}{2.0} = 0.83 \quad (7)$$

According to Table 2-12, this classifies as very poor rock; the maximum unsupported span according to (6) is about two meters. For the rock of figure 2-9e:

$$Q = \frac{75}{15} \cdot \frac{1.5}{1.0} \cdot \frac{1.0}{1.5} = 5 \quad (8)$$

This qualifies as fair rock; the maximum unsupported span is about four meters.

Barton's classification scheme has considerable potential for engineering for underground works as well as for generalization of experiences in other areas of engineering. A somewhat similar classification, developed by Bieniawski (1974) is presented in Table 2-13. Of course, no classification system can assign a name as generally informative as a careful description of the geological environment, the rock material, the weathering profile, and the system of discontinuities. Table 2-14 summarizes those factors appropriate in a geotechnical description of a rock mass. Table 2-15

is a standardized data sheet developed by the South African Central Scientific and Industrial Research Organization (CSIRO) and is useful for providing input for Bieniawski's classification.

TABLE 2-13 ~~TABLE~~ : GEOMECHANICS CLASSIFICATION OF ROCK MASSES

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

1	Uniaxial compressive strength of intact rock	> 200 MPa	100 - 200 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	< 25 MPa
	Rating	10	5	2	1	0
2	Drill core quality RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25% or highly weathered
	Rating	20	17	14	8	3
3	Spacing of joints	> 3 m	1 - 3 m	0.3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 mm
	Rating	30	25	20	10	5
4	Strike and dip orientations of joints	Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
	Rating	15	13	10	6	3
5	Condition of joints	Very tight: separation < 0.1 mm Not continuous		Tight: < 1 mm and continuous No gouge	Open: 1 - 5 mm Continuous Gouge < 5 mm	Open > 5 mm Continuous Gouge > 5 mm
	Rating	15		10	5	0
6	Ground water inflow (per 10 m of tunnel length)	None		< 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres/min
	Rating	10		8	5	2

B. ROCK MASS CLASSES AND THEIR RATINGS

Class No.	I	II	III	IV	V
Description of class	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock
Total rating	100 - 90	90 - 70	70 - 50	50 - 25	< 25

C. BEHAVIOUR OF ROCK MASS CLASSES IN TUNNELLING

Class No.	I	II	III	IV	V
Unsupported span	5 m	4 m	3 m	1.5 m	0.5 m
Average stand-up time	10 years	6 months	1 week	5 hours	10 minutes

TABLE 2-14

Some Factors to be Considered in
a Geotechnical Description of a Rock Mass

A. Rock material

Petrologic description -- rock name, texture, fabric, principal and accessory minerals; nature of cement; alteration effects. Presence of alterable minerals such as gypsum, pyrrhotite, etc. should especially be noted.

Classification as "rock", "weathered rock" or "soil-like rock" according to results of simple tests (see Table 2-1).

Weatherability according to slake-durability or other test.

Mechanical properties according to an index test -- e.g. Schmidt hammer, point load test, or scratch hardness.

Degree of weathering according to laboratory index tests or mineralogic criteria.

State of fissuring, determined from polished sections or thin sections or by results of wave velocity measurements, tension tests, volumetric compression, or radial permeability tests.

Micro structures in the hand specimen -- bedding, foliation, etc.

B. Weathering Profiles

Description and classification of all the intermediate weathering products and their spatial arrangement together with results of laboratory tests indicative of their mechanical properties.

Description of joint properties in the different stages of weathering.

C. Discontinuities

Preferred orientations and spacings of each set, structural name, (e.g. bedding, joint) for each set; roughness angles versus wave length and description of wall rock as wavy, rough, smooth, or slickensided; note roughness anisotropy.

Wall rock scratch hardness expressed by a standard terminology, or strength as measured by Schmidt hammer.

Table 2-14 (continued)

Filling material: thickness; completeness of filling; compactness; composition; % clay and soil properties; classification as: swelling, erodible, soluble, or or stable.

Interlocking and tightness of fit: healed, close, open, cavernous (or loosened).

Other features: estimate of relative extent; chemistry of water; will rock alteration.

TABLE 2-15

Input Data Form:
Geomechanics Classification of Jointed Rock Masses

INPUT DATA FORM - GEOMECHANICS CLASSIFICATION OF JOINTED ROCK MASSES

NAME OF PROJECT NO. OF SITES CONDUCTED BY DATE	STRUCTURAL REGION	ROCK TYPE AND SIZE		CONDITION OF JOINTS			
				CONTINUITY	SET 1	SET 2	SET 3
CALL LOG NO. 31400		WEATHERING		Non-continuous no group Continuous no group Continuous no group Separation Very tight surfaces less than 2 mm Tight surfaces 2 to 5 mm Moderate open joints 5 to 10 mm Open joints more than 10 mm Acoustic Very rough surfaces Rough surfaces Slightly rough surfaces Smooth surfaces Irregular surfaces Joint wall rock Hard rock Medium hard rock Soft rock NOTE: Specify data for each joint set. WHICH FAULTS OR FOLDS Describe fault faults and folds seen to this locality. Nature and dimensions. GENERAL REMARKS AND ADDITIONAL DATA Describe weathering, presence of mineral inclusions, secondary minerals, alteration and structure. NOTE: The data on this form are to be used only for the purpose of classifying the rock mass and should not be used for design purposes.			
Interspersed Slightly weathered Moderately weathered Highly weathered Completely weathered FILLING OF STRESS ROCK MATERIAL Groundwater Very high (over 20 MPa) High 100-200 MPa Medium 50-100 MPa Low 25-50 MPa Very low 10-25 MPa 1-3 MPa		SPACING OF JOINTS SET 1 SET 2 SET 3 SET 4 Frequency Over 5 m Rare 1-3 m Not very close 0.5-1 m Close 10-100 mm Very close 1-5 mm NOTE: These joints are obtained from a good survey and not from a simple log. NOTE: This is for each joint set.		STRIKE AND DIP ORIENTATIONS SET 1 Strike (average) Dip SET 2 Strike Dip SET 3 Strike Dip SET 4 Strike Dip			



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

PROGRESOS EN LA CARACTERIZACION DE MACIZOS ROCOSOS PARA
DIMENSIONAR EL ADEMADO EN SUBTERRANEO

Dr. Ing. Benjamín Celada Tamames

JULIO, 1982

PROGRESOS EN LA CARACTERIZACION
DE MACIZOS ROCOSOS PARA DIMEN--
SIONAR EL ADEMADO EN SUBTERRANEO

B. Celada Tamames
Dr. Ingenieros de Minas
GEOCONTROL, S.A.

- 1.- Introducción
- 2.- Necesidad de las clasificaciones geomecánicas
 - 2.1.- Facturación de las rocas a escala macroscópica
 - 2.2.- Fracturación a escala microscópica
- 3.- Limitaciones de las clasificaciones geomecánicas
 - 3.1.- Precisión de las clasificaciones
 - 3.2.- Utilidad de las clasificaciones
 - 3.3.- Determinación del R.Q.D.
 - 3.3.1.- Ensayo Franklin
 - 3.3.2.- Ensayo Schmidt
- 4.- Aplicaciones de las clasificaciones geomecánicas
 - 4.1.- Predimensionado del adorado
 - 4.2.- Racionalización del adorado en una mina en operación
- 5.- Conclusiones
- 6.- Bibliografía

PROGRESOS EN LA CARACTERIZACION
DE MACIZOS ROCOSOS PARA DIMEN--
SIONAR EL ADEMADO EN SUBTERRA--
NEO.

B. Celada Tamames
Dr. Ingeniero de Minas
GEOCONTROL, S.A.

1.- INTRODUCCION

Dentro del área de Reconocimiento de Macizos Rocosos, que constituye el inicio de este curso de Mecánica de Rocas aplicada a la Minería y a la Construcción, ya se ha hablado de la Clasificación Ingenieril de los Macizos Rocosos. Esta exposición quiere ser una continuación lógica de lo dicho anteriormente y el objetivo que se pretende es profundizar en el empleo de las clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos como medio para el diseño del adorado. A tal fin empezaremos exponiendo la necesidad de las clasificaciones geomecánicas, que servirá como resumen de la exposición anterior y de base de partida, para seguir con las limitaciones de las clasificaciones geomecánicas, las aplicaciones tradicionales y las líneas que deben seguirse para lograr un progreso efectivo en este tema.

2.- NECESIDAD DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECANICAS

Cuando se pretende dimensionar el adorado que debe ser empleado en una galería parece lógico que se debe intentar seguir un procedimiento análogo al que se emplea en el cálculo de construcciones en donde se parte del conocimiento de las sollicitaciones que actúan sobre la es-

estructura y de las características resistentes de los materiales que la integran para poder calcular las deformaciones y las tensiones de trabajo.

Todos los materiales son discontinuos, al menos en su estructura atómica, pero muchos de ellos pueden asimilarse a un sólido homogéneo e isotrópico en el que, hasta un determinado nivel de cargas es aplicable a la teoría de la elasticidad. Sin embargo en el caso de la minería donde las estructuras se construyen en macizos rocosos normalmente fisurados su comportamiento mecánico no puede suponerse elástico salvo que la densidad de fracturación sea muy pequeña, inferior a una fractura por m^2 , y las cargas a aplicar sean inferiores al 20% de la resistencia a compresión del macizo. En estas condiciones el macizo rocoso se comportará elásticamente pero debemos adelantar que en este caso el adomado será innecesario para las dimensiones de los huecos habituales en la minería.

En la mayoría de las ocasiones la fracturación como el nivel de carga alcanzado harán que la hipótesis elástica, que es la más fácil de aplicar, sea poco útil resultando que los modelos teóricos de cálculo se complican extraordinariamente a pesar de que se asuman hipótesis simplificativas que, en rigor, no son totalmente aceptables.

Ante esta actuación se ofrecen dos alternativas: el uso del Método del Elemento Finito y la aplicación de las Clasificaciones Geomecánicas que, por otra parte, presentan lógicamente el nexo de unión de fundarse en una observación de las características del macizo rocoso.

②

2.1.- Fracturación de las rocas a escala macroscópica

De lo anterior se deduce que el uso de las Clasificaciones Geomecánicas tiene por objetivo el dimensionado del adomado de galerías y túneles tomando en consideración el efecto de las discontinuidades presentes.

Ante una estructura excavada en roca, fig. 1, podemos distinguir entre roca intacta y macizo rocoso. Se define como roca intacta la matriz rocosa exenta de discontinuidades de tal forma que de ella podemos obtener muestras para realizar ensayos en el laboratorio. Conocemos como macizo rocoso al conjunto de la roca intacta y sus discontinuidades.

Facilmente se comprende que la dimensión de la estructura a realizar magnifica o minimiza la importancia de las discontinuidades. Así si la estructura es de grandes dimensiones, por ejemplo el talud de una corta, la estabilidad estará totalmente condicionada por las discontinuidades. En el caso en que las dimensiones de la estructura sean pequeñas respecto a las discontinuidades éstas no tendrán ningún efecto sobre la estabilidad, ejemplo de esto último lo constituyen los condes de pequeño diámetro que son autoestables en la mayoría de las rocas.

En las rocas sedimentarias la discontinuidad más importante la constituyen los planos de estratificación, fig. n° 2 que siempre estarán presentes.

En todas las rocas existen además de las discontinuidades debidas a fenómenos tectónicos que están ligadas a las características de la roca intacta. Así en las rocas resistentes que, en general, tienen un comportamiento frágil se traduce en la aparición de numerosas fracturas fig. n° 3.

En el caso de rocas poco resistentes y, en general muy deformables será más difícil la formación de fracturas ya que se producirán plegamientos que serán muy acusados en las rocas plásticas. Fig. n° 4.

Por último existen fenómenos de colmatación producidos en general por un transporte debido a disoluciones acuosas que ejerce un efecto positivo al rellenar las discontinuidades y aumentar su resistencia al corte Fig. n° 5.

2.2.- Fracturación a escala microscópica.

Antes hemos dicho que una de las condiciones para que una roca pueda suponerse elástica es que las cargas aplicadas sean inferiores al 20% de la resistencia a compresión simple. Esta condición, que puede parecer muy exigente, es debida a la microfisuración que siempre está presente incluso en la roca intacta. Las rocas son agregados cristalinos de varias especies minerales y a nivel microscópico muestran el aspecto de la fig. 6 que corresponde a un granito sano con una resistencia a compresión simple de unos 263 MPa. La fig n° 7 muestra otra parte de esa misma masa granítica afectada por una microfisuración que hace disminuir su resistencia a compresión simple a unos 159 MPa. También pueden producirse discontinuidades de origen químico al producirse ataques a los componentes mineralógicos de la roca. La fig n° 8 es un ejemplo de esto, que corresponde a la misma masa granítica, y que produce una caída de la resistencia a compresión simple hasta 78 MPa. si se combinan ambos efectos, mecánico y químico, la resistencia de la roca cae bruscamente o incluso desaparece. La fig. n° 9 ilustra esta situación en la que el granito tiene una resistencia a compresión simple de sólo 43 MPa.

3.- LIMITACIONES DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECANICAS

En el momento actual las clasificaciones geomecánicas que se pueden usar se reducen a la de Barton (1.984) y Bieniawski (1.979). Ambas son relativamente recientes y desde luego no se puede esperar de ellas que sean una herramienta universal que sirva para dimensionar el ademado de galerías y tuneles en todos los casos que se puedan presentar. En realidad constituyen una herramienta muy útil que, adecuadamente empleada, proporciona un punto de partida para diseñar el ademado.

En lo que sigue vamos a exponer algunas indicaciones para facilitar el correcto uso de las Clasificaciones Geomecánicas.

3.1.- Precisión de las clasificaciones

La determinación del índice Q de Barton y del R.M.R. de Bieniawski es radicalmente distinta. El Q está definido por el cociente de seis parámetros mientras que el R.M.R. resulta de la adición de otros seis parámetros; de esto se deduce que el índice Q es mucho más sensible a los errores de interpretación de los parámetros mientras que el R.M.R. absorbe muy bien errores, incluso notables, de apreciación de los parámetros empleados.

Por otro lado la clasificación de BIENIAWSKI ofrece la posibilidad de estimar los dos parámetros más conflictivos Resistencia de la roca intacta y Presencia de agua por varios caminos aportando una gran flexibilidad.

A la vista de lo anterior podemos afirmar que la clasificación de Barton es mas precisa - que la de Bieniawski pero mucho más sensible a los errores de interpretación y más rigida de aplicar.

Por lo que se refiere a los parámetros que emplean ambas clasificaciones en el cuadro I se muestran las concordancias existentes.

	R.M.R. BIENIAWSKI	Q BARTON
RESISTENCIA A COMPRESION ROCA INTACTA.	SI	EN PARTE (SRF)
* R.Q.D.	SI	SI
ESPACIADO DE FISURACION.	SI	EN PARTE (Jn)
* CONDICIONES DEL AGUA	SI	SI
ORIENTACION DE LA ESTRATIFICACION.	SI	NO
Nº DE DISCONTINUIDADES	EN PARTE	SI
* RUGOSIDAD DE DISCONTINUIDADES	SI	SI
ALTERACION DISCONTINUIDADES	EN PARTE	SI
PRESIONES DE CAMPO	EN PARTE	SI
DESTINO DE LA ESTRUCTURA.	EN PARTE	SI

CUADRO I-CONCORDANCIAS ENTRE LOS PARAMETROS QUE DEFINEN EL R.M.R. Y EL Q.

Puede apreciarse que existe concordancia total entre ambas clasificaciones en los parámetros muy importantes: R.Q.D.; Condiciones del Agua y Rugosidad de las discontinuidades.

Existe concordancia parcial entre los otros parámetros excepto en la orientación de las discontinuidades respecto a las estructuras a trazar. Esto supone un punto negro para la clasificación de Barton ya que la importancia de la orientación de las discontinuidades modifica sensiblemente el comportamiento de las obras subterráneas.

Según lo anterior la clasificación de Barton resulta muy precisa, si se conocen bien los parámetros Geomecánicos, pero resulta rigida, admite malos errores de estimación y no tiene en cuenta la orientación de las discontinuidades. Estos inconvenientes no los presenta la clasificación de Bieniawski por lo que su uso parece mas recomendable desde este punto de vista.

3.2.- Utilidad de las clasificaciones

En el apartado anterior hemos expuesto las ventajas e inconvenientes de las dos clasificaciones en boca desde el punto de vista de su concepción por lo que se refiere a su utilización hay que señalar los siguientes aspectos.

La clasificación de Barton ofrece una información muy importante:

- Clasificación del macizo rocoso en 9 grupos
- Presión sobre la bóveda del tunel dada por la presión:

$$P = \frac{2 J_n \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right)}{3 J_r} Q \quad (1)$$

- Distancia de autoaporte

$$F = 2 \cdot Q^{0,66} \quad (2)$$

- Espesor de concreto

$$t = \frac{P \cdot R}{c} \quad (3)$$

- Longitud de las anclas

$$L = 2 + 0,15 \cdot D \quad (4)$$

- Diseño previo del ademado en función del Diámetro equivalente y Q que definen 38 tipos distintos.

Sin embargo toda esta información debe acogerse con reservas ya que hay graves inconvenientes a soslayar :

* La clasificación de Barton, conforme se muestra en el cuadro II, ha sido establecida según las observaciones realizadas en 191 casos con la siguiente distribución :

- Obras de infraestructura de minas y túneles.....	43,4%
- Centrales subterráneas y grandes cavernas.....	41,3%
- Túneles de pequeño diámetro.....	13,1%
- Centrales nucleares subterráneas.....	1,1%
- Galerías de mina.....	1,1%

De esta forma todo parece indicar que la clasificación de Barton puede tener una gran aplicación en obras de Ingeniería Civil pero en Minería la experiencia en que se basa es muy reducida.

(5)

* En observaciones realizadas en varios túneles en Nueva Zelanda, RUTLEDGE y PRESTON (1978) indican - que las presiones sobre la bóveda de los túneles - determinadas a partir de la expresión (1) son demasiado conservadoras.

* Las experiencias obtenidas en la práctica habitual del ademado con anclas, CELADA (1.982), indican que las longitudes determinadas a partir de la expresión (4) son excesivas; pues en la mayoría de las aplicaciones en Minería las anclas tienen una longitud comprendida entre 1,6 y 1,8 m.

La clasificación de Bieniawski (1.979) da una información mucho más parca :

* Los macizos rocosos se dividen en cinco clases.
* Para cada clase se dan las siguientes indicaciones geotécnicas :

- Tiempo y longitud de autoaporte
- Valor de la cohesión
- Valor del ángulo de rozamiento

* Puede estimarse el módulo de deformación del macizo rocoso (GPa) según la relación

$$E_M = 2 \cdot R \cdot M \cdot R - 100 \quad (5)$$

* Se dan recomendaciones para el método de excavación a seguir y el ademado a utilizar en túneles de 5 a 12 m de diámetro trazados en los distintos tipos de macizos rocosos clasificados.

Desde el punto de vista de su utilidad hay -- que concluir que, aunque esta orientada hacia las obras de Ingeniería Civil, la clasificación de Barton proporciona mucha más información que la de -- Bieniawski.

Conviene recordar que los índices de Barton y Bieniawski están correlacionados estadísticamente entre sí; alguna de las expresiones más empleadas son:

$$R.M.R. = 9 \cdot \ln Q + 44 \quad (6)$$

obtenida por Bieniawski en 1.976.

$$RMR = 13,5 \cdot \log Q + 43 \quad (7)$$

Obtenida por Rutledge y Preston (1.978) en observaciones sobre túneles en Nueva Zelanda

$$R.M.R. = 12,5 \cdot \log Q + 55,2 \quad (8)$$

Expresión obtenida por Moreno (1.980) en observaciones hechas en túneles de carretera en terrenos carboníferos en España.

$$R.M.R. = 10,53 \cdot \ln Q + 41,83 \quad (9)$$

Expresión obtenida por CELADA (1.982) en observaciones realizadas en galerías de minas de carbón en el norte de España.

Puede comprobarse fácilmente que todas las expresiones (6); (7); (8) y (9) dan correlaciones muy similares dentro de los valores habituales de Q y R.M.R.

3.3.- Determinación del R.Q.D.

El R.Q.D. es un parámetro que es necesario conocer para aplicar tanto la clasificación de Barton como la de Bieniawski.

Esto puede realizarse fácilmente cuando se trata de desarrollar un proyecto nuevo en el que están previstas la realización de una campaña de reconocimiento del terreno mediante sondeos. Sin embargo, en el caso de una explotación minera en operación o en un túnel en avance, la realización de sondeos con recuperación de testigo en el frente puede resultar muy costosa y al final no resultar operativa.

Por todo ello en la práctica proponemos estimar el R.Q.D. mediante el índice de fracturación que está relacionado con el a partir de la expresión debida a PALMSTROM (1.974).

$$RQD = 15 - 3,3 J_v \quad (10)$$

El índice de fracturación puede estimarse "in situ" mediante la expresión

$$J_v = I_x + I_z + Y_y \quad (11)$$

siendo I_x , I_z e I_y el número de fracturas presentes por metro lineal en las direcciones ortogonales.

3.4.- Determinación de la resistencia a compresión simple de la roca intacta.

Para la correcta aplicación de la clasificación de Bieniawski es preciso determinar la resistencia a compresión simple de la roca intacta. Esto puede realizarse mediante ensayos de laboratorio fig. 10 y 11 que tienen la gran ventaja de su excelente precisión pero presentan el grave inconveniente del elevado coste que supone la obtención de muestras adecuadas. Por ello la tendencia actual se dirige hacia el empleo de ensayos "in situ" que, aunque menos precisos, son más económicos.

numerosos en razón de su menor coste. Por otra parte en el caso de galerías de mina donde la influencia de la humedad ambiente es muy importante el hecho de no tener que someter a las muestras a una variación en las condiciones naturales supone una ventaja importante.

3.3.1.- Ensayo Franklin

En el ensayo Franklin se somete a la muestra de roca a un proceso de carga progresiva entre dos piezas de acero de forma cónica que están perfectamente alineadas. La rotura debe producirse por tracción en un plano diametral que contenga los dos punzones que cargan la muestra. La gran ventaja de este método es que permite realizar ensayos sobre cualquier tipo de muestra fig. 12, sin que necesariamente tenga que ser cilíndrica, y además el ensayo puede realizarse "in situ". La Sociedad Internacional de mecánica de Rocas ha normalizado este ensayo aceptándolo como válido para determinar la resistencia a compresión de la roca intacta.

Si P es la fuerza ejercida sobre la muestra en el momento de la rotura y D la distancia original entre los dos punzones se define el Índice de Carga Puntual o Índice Franklin por la expresión :

$$I_P = \frac{P}{D^2} \quad (12)$$

y si el ensayo se realiza con una muestra en la que D = 50 mm se cumple que :

$$\sigma_c \text{ (MPa)} = 24 \cdot I_P \quad (13)$$

Para evitar el empleo de muestras de 50 mm. de diámetro BROOK (1977) propone estimar la resistencia a compresión simple mediante la expresión :

$$\sigma_c \text{ (MPa)} = 12,5 \cdot T_{500} \quad (14)$$

en la que T_{500} es el índice de carga en un ensayo Franklin realizado con una muestra de 500 mm² de sección transversal que puede ser estimado mediante la expresión :

$$T_{500} = 211,5 \frac{P}{A \cdot 0,75} \quad (15)$$

Donde P es la fuerza aplicada en la rotura y A la superficie de la muestra afectada por la rotura.

3.3.2.- Ensayo Schmidt

El martillo Schmidt, que fue concebido como un esclerómetro para determinar la resistencia a compresión del concreto colado es una herramienta fabricada por PROCEQ (Suiza) Fig. 13 que está constituida por un vástago de acero sobre el que golpea una masa de acero impulsada por un resorte de energía determinada. El vástago de acero se pone en contacto con la superficie de la roca y el Índice Schmidt se determina por el rebote de la masa de acero, al incidir en el vástago que tiene el aparato. Fig. 14 y 15.

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

CLASS.	REF.	DESCRIPTION
SECRET	1	...
SECRET	2	...
SECRET	3	...
SECRET	4	...
SECRET	5	...
SECRET	6	...
SECRET	7	...
SECRET	8	...
SECRET	9	...
SECRET	10	...

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

The following information is being furnished to you for your information and is not to be disseminated outside your organization. This information is classified as CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION because it contains information the unauthorized disclosure of which could result in the identification of sources of information or the disclosure of intelligence methods and procedures.

The information is being furnished to you for your information and is not to be disseminated outside your organization. This information is classified as CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION because it contains information the unauthorized disclosure of which could result in the identification of sources of information or the disclosure of intelligence methods and procedures.

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

The following information is being furnished to you for your information and is not to be disseminated outside your organization. This information is classified as CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION because it contains information the unauthorized disclosure of which could result in the identification of sources of information or the disclosure of intelligence methods and procedures.

The information is being furnished to you for your information and is not to be disseminated outside your organization. This information is classified as CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION because it contains information the unauthorized disclosure of which could result in the identification of sources of information or the disclosure of intelligence methods and procedures.

4.1.- redimensionado del ademado

Supongamos que se quiere construir unos inclinados para acceder al campo de explotación de una mina nueva y los trabajos de campo indican que deben atravesar terrenos con RMR = 65 y RMR = 43. El diámetro de los inclinados es de 5 m y se desea de finir un ademado previo para iniciar la construcción.

Dado que se trata de una galería de infraestructura asimilable a un túnel deberemos emplear la clasificación de Barton. Para determinar los índices Q correspondientes a los dos RMR que caracterizan los terrenos podemos emplear la expresión (9) que tras operar da :

$$Q = e \frac{RMR - 41,83}{10,53} \quad (10)$$

Con esto los índices de Barton correspondientes resultan ser

$$Q = 9,02 \text{ para } RMR = 65 \text{ y } Q = 1,11 \text{ para}$$

$$RMR = 43.$$

Para definir el ademado podemos emplear la gráfica de la figura N° 16; para ello necesitamos conocer el diámetro equivalente definido por :

$$D_e = \frac{B}{E.S.R.} \quad (11)$$

Donde B es el ancho del túnel, S m. y E.S.R. se encuentra en el cuadro II. Tomando E.S.R. = 1,6 resulta $D_e = 3,125$.

⑨

Para $Q = 9,02$ y $D_e = 3,125$ en la fig. N se observa que no es necesario colocar ademado de ningún tipo. Para $Q = 1,11$ y $D_e = 3,125$ es preciso colocar un ademado del tipo 21 que esté constituido por :

- * Una capa de concreto lanzado de 2 a 3 cm de espesor.
- * Anclas colocadas con una densidad de $1 \frac{\text{Ancla}}{m^2}$

La longitud de las anclas puede ser calculada mediante la expresión (4) con lo cual resulta $L = 2,46$ m.

En cuanto a la resistencia de las anclas se puede estimar a partir de la presión que actúa en la bóveda del túnel que, de acuerdo con (1) para $J_r = 3$ y $J_n = P$, que son valores normales, y $Q = 1,11$ vale

$$P_b = 0,63 \frac{Kg}{cm^2}$$

Como la densidad del ademado es de $1 \frac{\text{Ancla}}{m^2}$ la resistencia de las anclas deberá ser de $\frac{P_b}{1} = 6,3$ t. Esto puede conseguirse con redondos de acero de 20 mm de diámetro y resistencia específica de 42 Kg/mm^2 .

4.2.- Racionalización del ademado en una mina en operación.

El proceso que acabamos de exponer nos lleva a dimensionar un ademado que debe ser considerado como una situación de partida que deberá ser comprobada durante la ejecución de la obra. En la práctica se puede presentar otra situación distinta : la de una explotación minera que esté en operación y en la que se quiera optimizar el

ademado a emplear en las galerías. Para exponer la forma de abordar este problema expondremos los resultados preliminares obtenidos en un trabajo de investigación que iniciamos en 1.981 y acabará en 1.983. Este trabajo está realizándose en la Hullera del Nalón de HUNOSA (España) que explota capas inclinadas del carbón y está promovido por el INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA. (IGME).

El yacimiento de HUNOSA está situado en Asturias, N.O. de España, y está constituido por capas de carbón cuya potencia oscila entre 0,5 y 5 m -- siendo el valor medio de 1,20 m. Las capas son bastante irregulares como consecuencia de la fuerte tectónica que han sufrido siendo su inclinación media de unos 50°. La calidad de las rocas es bastante buena abundando las pizarras con resistencia a compresión simple comprendida entre 40 - 90 MPa, -- también se encuentran bancos de arenisca, muy cementada, con grano fino que tienen resistencias a compresión superiores a 100 MPa.

La producción de HUNOSA es de unos 4,5 Mt de hulla lavada al año lo cual supone aproximadamente el 60% de la producción de hulla en España.

La profundidad de las explotaciones oscila entre 400 y 800 m, las galerías tienen una sección -- comprendida entre 7 y 15 m², siendo 9 m² la sección mas usual. El ademado de las galerías se hace practicamente en su totalidad mediante arcos cedentes de perfil TH como los que se ilustran en la -- fig. No 17.

En el momento actual las condiciones geotécnicas de los terrenos empiezan a poner dificultades para la conservación de las galerías y por ello el INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA ha creído --

necesario realizar un trabajo de investigación conducente a establecer unas reglas para dimensionar el ademado de las galerías en función de las características geomecánicas de los terrenos.

Este trabajo ha sido dividido en cuatro etapas :

- 1.- INVESTIGACION DE LAS CONDICIONES ACTUALES
- 2.- ANALISIS DE LA SITUACION ACTUAL
- 3.- ENSAYOS DE COMPROBACION
- 4.- OBTENCION DE RESULTADOS DEFINITIVOS

El proyecto se inició en Julio de 1.981, actualmente se han finalizado las dos primeras etapas y ya se ha iniciado la etapa de comprobación -- con una campaña masiva de medidas de deformación -- en las galerías.

El objetivo del proyecto consiste en definir unas reglas científicas, apoyadas en la caracterización geomecánica de los terrenos, que permite resolver las dos cuestiones mas importantes en el diseño de las galerías de mina :

- Cual debe ser la sección inicial de la galería -- para que, teniendo en cuenta la deformación que va a producirse, los trabajos de conservación -- sean minimos?
- Cual debe ser el ademado a colocar para mantener la estabilidad de la galería con el menor coste?

Para poder resolver estas cuestiones la investigación se centró en definir una función de convergencia que permitiera calcular la convergencia de una galería en función de las características -- geométricas de la galería, del ademado, de los parámetros geotécnicos y de los talleres de explotación.

A tal fin en la primera etapa se ha realizado una masiva toma de datos y para ello se han caracterizado 187 galerías, en roca y carbón, estableciendo los datos geotécnicos, geométricos y de explotación. Se ha recogido la influencia de los frentes de explotación, de los métodos de ademado y de relleno del hueco deshullado. Se han aplicado las clasificaciones de Barton y Bieniawski. Se han realizado mas de 7.000 ensayos con el martillo Schmidt, mas de 1500 ensayos con la prensa -- Franklia que se han contrastado con 120 ensayos de compresión simple realizados en el laboratorio.

Ante esta impresionante masa de datos se vio que era posible abordar la resolución del problema planteando una nueva clasificación geomecánica en la que además del RMR y Q entrarán otros parámetros como : potencia de la capa, profundidad de la galería, tipo de roca presente en la sección, densidad de ademado, relación entre convergencia vertical y convergencia de sección.

Para poder llegar a una expresión que, aprovechando la gran cantidad de datos disponibles, tenga una validez amplia se ha recurrido a las técnicas de análisis estadístico mediante ordenador. A tal fin se ha empleado el programa BMDP1R puesto a punto por la HEALTH SCIENCES COMPUTING FACILITY de la UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA (U.S.A.) Este programa permite efectuar una regresión multilíneal paso a paso, seleccionando automáticamente las variables que deben entrar en la función investigada según su nivel de significancia.

Hay que señalar que en esta investigación se ha trabajado con la convergencia en etapa final -- ya que lo que interesa es reducir al mínimo los trabajos de conservación a lo largo de toda la vida de la galería.

La situación del programa BMDP1R ha sido laboriosa y, después de 16 paradas en un ordenador -- IBM-370 se han llegado a las siguientes conclusiones :

- En el caso concreto de las galerías de HUNOSA -- resulta mas significativa la convergencia de la sección que la convergencia en altura. Esto es una consecuencia de la gran inclinación de las capas del yacimiento de HUNOSA.
- Con los datos analizados resulta que es mucho -- mas significativo correlacionar el logaritmo neperiano de la convergencia de sección con los parámetros analizados.
- Dentro del contexto de las galerías en capa de HUNOSA ni el Q de Barton ni el RMR tenían significancia alguna frente a la convergencia de sección.
- A la luz de los análisis estadísticos efectuados se comprobó que los parámetros mas significativos eran la densidad de sostenimiento, el estado de las diaclasas, la pendiente de la estratificación y la potencia de la capa.

De acuerdo con los resultados alcanzados se decidió plantear una nueva clasificación geomecánica para definir un índice, llamado IGME 82, que junto con la densidad de sostenimiento definiera la función de convergencia.

Para definir el índice IGME 82 se sometió al programa BMDP 1 R los parámetros que se han empleado en la clasificación de todas las galerías estudiadas por medio de una matriz lógica. A partir de los datos suministrados al ordenador éste seleccionó los que por su significancia debían --

se empleados estimando los pesos de cada uno de ellos. Los resultados se muestran en el cuadro II.

El Índice IGME 82 varía entre 0 y 100 siendo el caso más desfavorable el de una galería en la que la potencia de la capa es superior a 1,8 m, la inclinación de la estratificación está comprendida entre 45 y 60° y las discontinuidades están constituidas por espejos de falla o diaclasas abiertas. El caso más favorable está representado por una galería en la que la capa tiene una potencia inferior a 0,3 m; la inclinación de la estratificación está comprendida entre 60 y 90° y las diaclasas presentes son rugosas o con bordes duros.

A partir de este índice y de la densidad de ademado expresada en $\frac{Kg \text{ de acero}}{m^3 \text{ excavado}}$, se ha efectuado de nuevo una correlación con el logaritmo neperiano de la convergencia de sección, expresada en %, llegando a la expresión

$$\ln C = 4,2614 - 0,032 D - 0,0167 \text{ IGME } 82 \quad (12)$$

observese que en ausencia de ademado, $D = 0$ y con el peor índice de calidad, $\text{IGME } 82 = 0$, la convergencia de sección esperada es del 70,9%. En un caso que pueda ser considerado como normal

$$\text{IGME } 82 = 50 \text{ y } D = 12 \frac{Kg}{m^3}$$

la reducción esperada de sección alcanza el 20,9% que puede considerarse como aceptable.

A partir de la clasificación expuesta en el cuadro III y por medio de la expresión (12) es posible dimensionar el ademado de las galerías en el área estudiada. A lo largo del año comprendido entre Junio 1.982 y Julio 1.983 se desarrollará una

PARAMETRO	DEFINICION	CALIFICACION
ESTADO DE LAS DIACLASAS	ESPEJOS DE FALLA O DIACLASAS ABIERTAS	0
	DIACLASAS POCO RUGOSAS O CON BORDES BLANDOS.	18
	DIACLASAS RUGOSAS O CON BORDES DUROS	22
INCLINACION DE LA ESTRATIFICACION	20 - 40°	5
	45 - 60°	0
	60 - 90°	28
POTENCIA DE LA CAPA	0,3 m	50
	0,3 - 0,8 m	21
	0,8 - 1,8 m	14
	1,8 m	0

CUADRO II .- PONDERACION DE LOS PARAMETROS DE LA CLASIFICACION IGME 82.

intensa campaña de medidas de deformación que permitirá contrastar la calidad de los resultados obtenidos hasta ahora.

5.- CONCLUSIONES

Las clasificaciones geomecánicas constituyen una herramienta necesaria y útil para diseñar el ademado de las estructuras subterráneas. Son necesarias porque constituyen un medio válido de tener en cuenta las discontinuidades de los macizos rocosos y son útiles porque permiten establecer, con una elevada dosis de objetividad, un punto de partida para el diseño del ademado.

Actualmente las clasificaciones más en uso son las de Barton y Bieniawski, la primera es mucho más precisa, pero más rígida, aporta mucha información y parece idónea para ser aplicada en el campo de la Ingeniería Civil. La clasificación de Bieniawski es muy flexible y parece especialmente indicada para ser aplicada en el campo de la minería.

En cualquier caso tanto una como otra clasificación solo deben ser empleadas, con mucha prudencia, para establecer un punto de partida en el diseño del ademado cuando se desee acometer el estudio del ademado en una ruina en operación la solución idónea consiste en realizar una intensa campaña de toma de datos, para apoyarse en los potentes métodos de análisis disponibles en la actualidad y llegar a establecer una clasificación apropiada al caso estudiado conforme se ha hecho en la Hullera del Nalón de HUNOSA.

BIBLIOGRAFIA

BARTON, N.; LIU, J.; LUNDE, J.

"Engineering Classification of Rock Masses for the Design of tunnel support". Rock Mechanics, Springer - Verlag, Vol 6 : 189 - 236, 1.974.

BIENIAWSKI, Z.T.

"Engineering Classifications of Rock Masses". The Civil Engineer in South Africa. Dec 1.973 335-343.

BIENIAWSKI, Z.T.

"Rock Mass Classifications in rock engineering". Proceedings of the Symposium on exploration for rock engineering. Johannesburg 1976.

BIENIAWSKI, Z.T.

"The Geomechanics Classifications in rock engineering - applications". 4º Congreso Mecánica de Rocas, Montreux 1979 Tomo 2, 41-48.

CELADA, B.

Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del bulonaje en galerías.
Tesis Doctoral ETS Ingenieros de Minas, Oviedo 1.980.

CELADA, B.

Aplicaciones de las clasificaciones geomecánicas a la minería del carbón.
Minera Carbonífera Río Escondido, S.A. 5 Mayo 1.982.

MORENO TALLON, E.

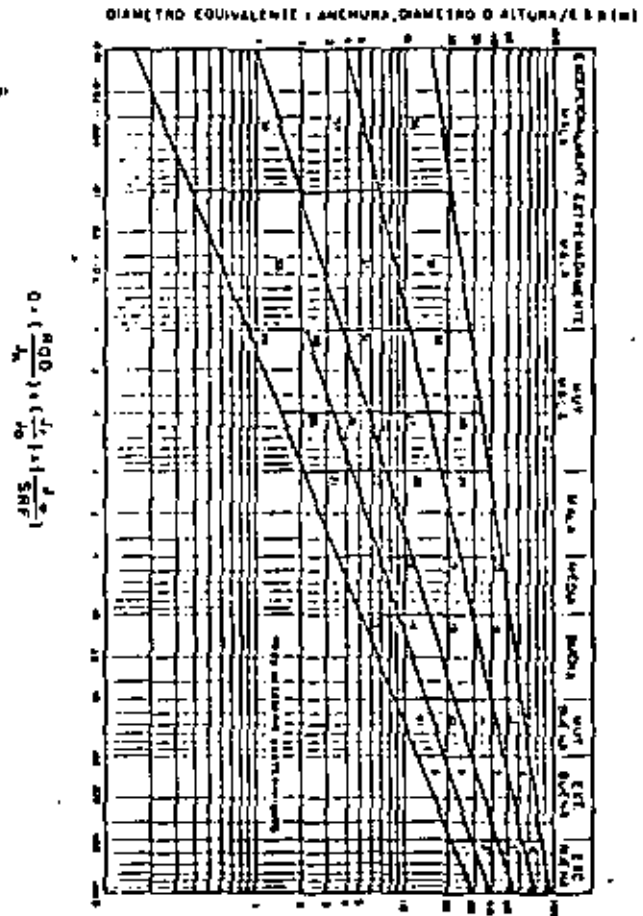
Aplicación de las clasificaciones geomecánicas a los túneles de Pajares.
II Curso de Sostenedimientos Activos en Galerías y Túneles. Fundación Gómez-Pardo, Madrid 1.980.

14

POOLE R.W.; FARMER I.W.
Consistency and Repeatability of Schmidt Hammer
Rebound data During Field Testing
Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. Vol 17, 1.980.

RUTLEDGE, J.C.; PRESTON, R.L
"New Zealand experience with Engineering Classifications
of rock for the prediction of tunnel support".
Simposio Internacional de túneles. Tokyo 1.978.

Fig. N° 16 TIPOS DE ADEPHADO SEGUN BARTON





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

CONCEPTO DE LA INTERACCION ENTRE EL ADEMADO Y EL MACIZO ROCOSO

Dr. Ing. Benjamín Celada Tamames

JULIO, 1982

CONCEPTO DE LA INTERACCION ENTRE EL ADEMADO Y EL MACIZO
ROCOSO.

Benjamín Celada Tamames
Dr. Ingeniero de Minas
GEOCONTROL, S.A.

1.- INTRODUCCION

2.- INTERACCION ENTRE LA ROCA Y EL SOSTENIMIENTO

- 2.1 Relajación de tensiones
- 2.2 Curvas características de los sostenimientos
- 2.3 Presión de equilibrio

3.- TIPOS DE SOSTENIMIENTOS

3.1 Cuadros

3.2 Pernos

3.2.1 Anclajes puntuales

3.2.2 Anclajes repartidos

3.2.2.1 Pernos con resina

3.2.2.2 Pernos de fricción

3.3 Gunitado

4.- CONTROL DE LA INTERACCION ENTRE LA ROCA Y EL SOSTENIMIENTO

5.- EJEMPLOS DE UTILIZACION DE PERNOS CON RESINA

5.1 Galerías en capa

5.2 Galerías en roca

5.3 Galerías con grandes deformaciones

5.4 Obras subterráneas

6.- CONCLUSIONES

7.- BIBLIOGRAFIA

CONCEPTO DE LA INTERACCION ENTRE EL ADEMADO Y EL
MACIZO ROCOSO.

Benjamín Celada Tamames
Dr. Ingeniero de Minas
GEOCONTROL, S.A.

1.- INTRODUCCION

La incidencia del mantenimiento de las galerías de mina sobre el precio de coste final es cada día mayor debido fundamentalmente a las mayores exigencias en materias de seguridad; al tener que abrir galerías de secciones más grandes para permitir el paso de máquinas cada vez más potentes y, por último, al aumento de las presiones de los terrenos como consecuencia del progresivo aumento de la profundidad de las explotaciones.

Ante esta situación es preciso aplicar soluciones que cada vez sean más técnicas para que, con el mínimo coste, se consiga el sostenimiento más adecuado para cada caso.

En este trabajo se resumen los principios fundamentales que deben tenerse en cuenta para diseñar correctamente la entibación

para galerías y obras subterráneas teniendo en cuenta el estado actual de conocimiento y las posibilidades tecnológicas que ofrece el mercado.

2.- INTERACCION ENTRE LA ROCA Y EL SOSTENIMIENTO

Durante muchos años las rocas han sido vistas como uno de los enemigos principales de los mineros y de los constructores de obras subterráneas pues las rocas eran materiales que había que arrancar con medios violentos y mucho trabajo, que producían enfermedades profesionales y, sobre todo, no contribuían en nada al sostenimiento de las galerías de mina.

Desde hace muy pocos años esta situación ha cambiado radicalmente debido al hecho de que los mineros se han dado cuenta de que la propia roca es la mejor entibación de las galerías, si se trata adecuadamente, y a ello han contribuido notablemente las modernas técnicas de voladuras controladas y el empleo de minadores continuos.

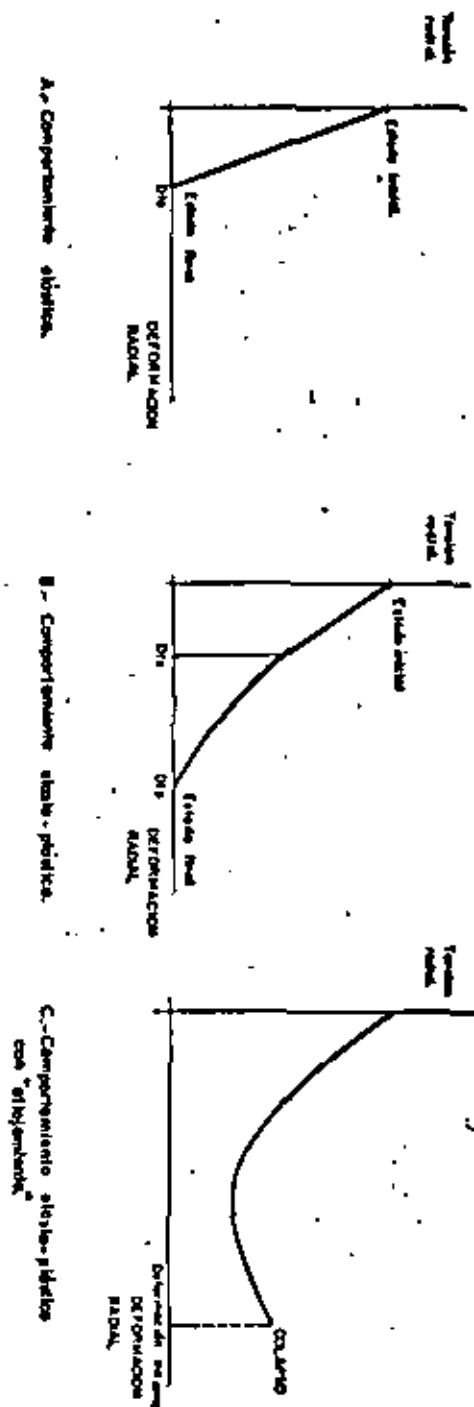
Una vez que se ha conseguido que la roca remanente, entendiéndose como tal la roca que forma la periferia de la galería, conserve lo mejor posible sus propiedades mecánicas; cuando sea preciso colocar una entibación será necesario tener en cuenta la ac

ción mutua entre ésta y la roca para llegar a la solución más satisfactoria.

2.1. RELAJACION DE TENSIONES

Cuando se avanza una galería se modifica el estado natural de las tensiones en los terrenos de tal forma que en la periferia de la galería se libera de tensiones y, como consecuencia, se acumulan en el macizo rocoso próximo a la galería. Este proceso de relajación de tensiones depende sobre todo de las características mecánicas del macizo rocoso en que está excavada la galería. En la figura 1A está representado el proceso de relajación de las tensiones radiales en el perímetro de una galería excavada en un macizo rocoso de comportamiento elástico. Consecuentemente con la teoría de la elasticidad debe haber una relación lineal entre tensiones y deformaciones con lo cual la curva características del proceso de relajación debe ser una línea recta. La deformación final dentro del estado elástico, D_{1e} , será muy pequeña y la galería no necesitará entibación alguna para mantenerse en buen estado. Presentan este comportamiento las rocas de gran resistencia hasta profundidades medias, como por ejemplo las rocas del yacimiento de plata de Guanajuato, o las rocas de tipo medio a profundidades inferiores a 300 m.

Fig. N° 1.- PROCESOS DE RELAJACION DE TENSIONES ALREDEDOR DE UNA GALERIA.



En una gran mayoría de los macizos rocosos se produce un comportamiento elasto-plástico de tal forma que, a partir de la deformación final elástica, las deformaciones del macizo son irreversibles. La curva característica del macizo rocoso deja de ser recta figura 1B y, lo que es más importante, la deformación final, D_{sp} , es mucho mayor que en el caso elástico. Esta situación, por sí sola, no exige que deba colocarse una entibación a la galería pues, si la deformación plástica final es compatible con las características mecánicas de las rocas, la situación es estable.

Las paredes de una galería excavada en un macizo plastificado tienen este tipo de comportamiento.

Cuando la plastificación es muy intensa los distintos bloques de roca que se individualizan pueden separarse entre sí, ayudados por la fuerza de la gravedad, por la presencia de corrientes de agua, por efecto de vibraciones o por cualquier otro agente externo. En este caso se produce un "aflojamiento" del terreno que trae como consecuencia, fig 1C, unas deformaciones mucho mayores y que la presión radial no solo no se anule sino que crezca hasta que se produzca el colapso, cuando las rocas no pueden deformarse más sin perder su integridad.

La curva característica de un terreno puede ser calculada, de forma aproximada si se hacen algunas hipótesis simplificadas sobre la forma de la galería, el estado tensional inicial y la estratigrafía del macizo. Mas usual es determinar la curva característica "a posteriori" midiendo las tensiones y deformaciones existentes, en función del tiempo, con lo cual tras eliminar gráficamente el factor tiempo se podrá construir la curva deseada. Este método empírico además de proporcionar la curva característica, después de iniciada la galería o la obra, exige la realización de una campaña de medidas delicada y relativamente costosa. A pesar de estos inconvenientes el método empírico es mucho más exacto que el método teórico y está plenamente justificado cuando la dimensión de las galerías u obras a realizar es importante.

2.2. CURVAS CARACTERÍSTICAS DE LOS SOSTENIMIENTOS

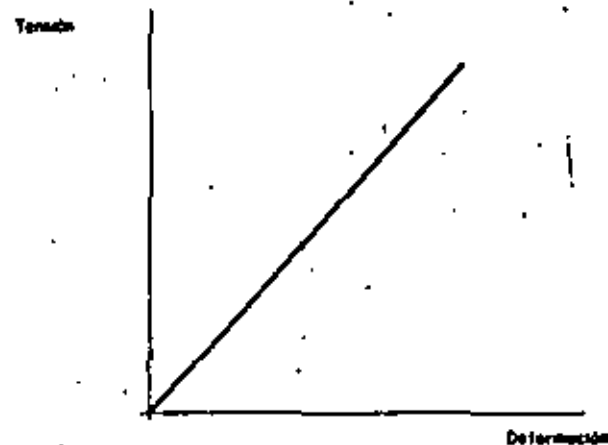
La capacidad resistente de la entibación puede ser reflejada por medio de su curva característica que relaciona la tensión que puede aceptar el soporte y las deformaciones que sufre o cambio. La curva característica de un soporte puede determinarse, con suficiente exactitud, a partir de la densidad de colocación de los soportes y de ensayos, de compresión o tracción, realizados en el laboratorio sobre los elementos de sostenimiento.

Las entibaciones que actualmente existen en el mercado pueden clasificarse en dos grandes grupos: las que tienen un comportamiento elástico y las que admiten una deformación plástica sin perder la carga. En la figura n° 2 se ilustran las dos curvas características típicas. Entre las que son elásticas cabe señalar los cuadros rígidos, de madera o metálicos, que deben trabajar fundamentalmente a tracción. Los sostenimientos elasto-plásticos más típicos son los cuadros deslizantes y también pueden englobarse en este grupo los pernos que permiten un gran deslizamiento.

2.3. PRESION DE EQUILIBRIO

La presión de equilibrio de un sostenimiento que está colocado en una galería de mina puede determinarse superponiendo su curva característica a la del macizo rocoso.

La intersección entre las curvas características del macizo y del sostenimiento nos dará la presión de equilibrio y la deformación que va a sufrir la galería. En la figura n° 3 se muestran algunas situaciones que son correctas y otras que deben ser evitadas. En el caso de un comportamiento elasto-plástico con aflojamiento, la situación óptima se



2.1 Sostenimiento estrictamente elástico.

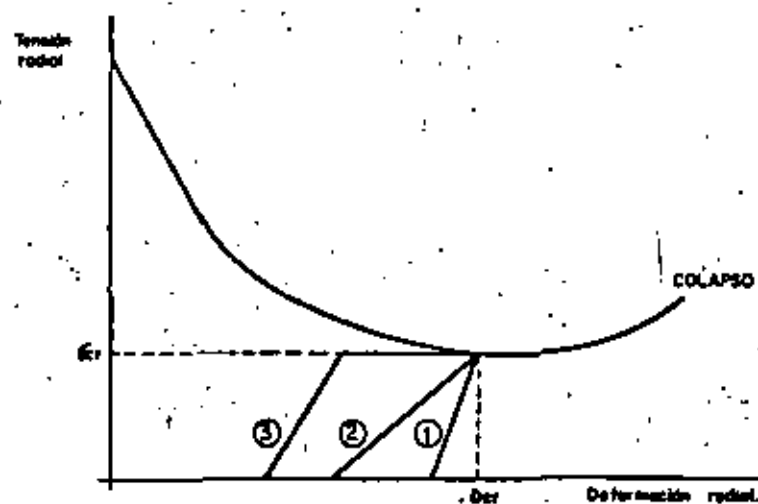


2.2 Sostenimiento elasto-plástico

Fig. N° 2.- CURVAS CARACTERISTICAS DE LOS SOSTENIMIENTOS

logra cuando la presión de equilibrio coincide con la presión mínima figura 3A, pues esto nos permitirá emplear la menor densidad de sostenimiento. A esta situación se puede llegar con varios sostenimientos: elástico muy rígido (1); elástico flexible (2) o elástico-plástico (3). Para conseguir esto basta con colocar el sostenimiento en el momento apropiado. En la figura 3B se representan dos casos que no son correctos. Si se utiliza un sostenimiento elástico-rígido (1) que se coloca demasiado pronto el equilibrio se alcanzará con una presión σ_{cr} que será mayor que la presión crítica, σ_{cr} , conduciendo a una situación económica desventajosa. Si, por el contrario, se emplea una entibación elástico-flexible (2), que se coloca demasiado tarde no se alcanzará nunca el equilibrio y se provocará el colapso de la galería.

De lo anterior debemos deducir que el mantenimiento de una galería en condiciones óptimas de seguridad y economía es posible con cualquier tipo de entibación siempre que se coloque en el momento adecuado. En estas condiciones la operatividad de colocación de cada tipo de entibación será un factor decisivo para, respetando las exigencias técnicas en tus expuestas, llegar a conseguir el coste óptimo en cada caso.



A.- Situación en la que la presión de trabajo es la mínima.

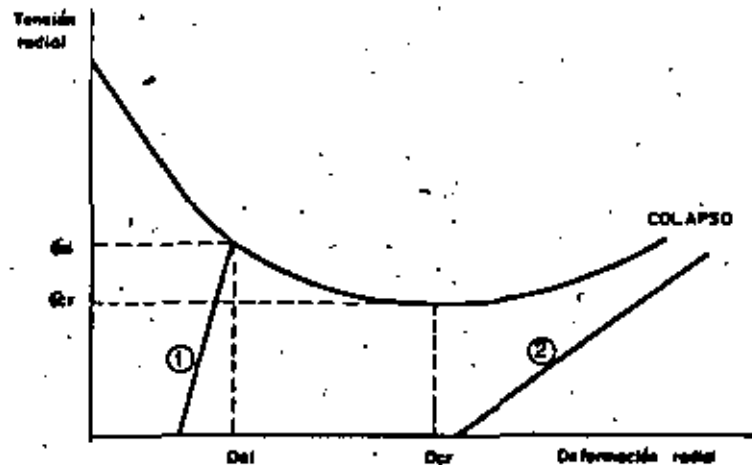


Fig. Nº 3.- INTERACCIÓN ENTRE EL SOSTENIMIENTO Y EL MACIZO ROCOSO.

3.- TIPOS DE SOSTENIMIENTO

Los tipos de entibación que se emplean en Minería y obras subterráneas pueden clasificarse en dos grandes grupos: ACTIVOS y PASIVOS. Entendemos por sostenimientos activos aquellos que son capaces de aprovechar el fenómeno de dilatación de las rocas, con lo cual permiten que los terrenos trabajen con la resistencia de pico que es mayor que la resistencia residual. Se denomina dilatación al aumento de volumen aparente que sufren las rocas cuando se disgregan, antes de llegar al aflojamiento, en un proceso de rotura. Como ejemplo de sostenimientos activos podemos citar la mayoría de los tipos de pernos y el gunitado. Entre los sostenimientos pasivos están los arcos de madera, de acero y el hormigón en masa.

En algunas obras subterráneas los cuadros metálicos se ponen en carga por medio de gatos hidráulicos consiguiendo una cierta acción inmediata contra el terreno; pero esta "actividad" es de un orden de magnitud muy inferior a la que realmente se logra con el hormigón proyectado o con el bulonaje.

En casos difíciles se utiliza una entibación provisional colocada cerca del frente para aprovechar la dilatación y garantizar una seguridad imprescindible para proseguir el trabajo; que se complementa, cuando se ha alcanzado el equilibrio, con el sostenimiento definitivo.

3.1. CUADROS

Los cuadros han constituido el soporte tradicional de las galerías de mina. En los primeros tiempos los cuadros estaban constituidos por piezas de madera pero luego se construyeron con vigas metálicas para, hace algunas décadas, aparecer los deslizantes. Los cuadros tradicionales, de madera o los metálicos rígidos, son entibaciones de tipo elástico con una curva característica como la indicada en la figura 2.1; sin embargo los deslizantes constituyen un sostenimiento de tipo elasto-plástico como el indicado en la figura 2.2 ya que estos cuadros, una vez que alcanzan la tensión de deslizamiento, reducen sus dimensiones manteniendo la tensión constante.

Los cuadros TH han sido, hasta los últimos años, el tipo de soporte más utilizado en la minería europea del carbón y con su uso se logran soluciones muy satisfactorias como se muestra en la figura nº 4.

3.2. PERNOS

Los arcos que se emplean en minería y obras subterráneas, sean deslizantes o rígidos, son entibaciones esencialmente pasivas ya que para que trabajen adecuadamente es necesario que

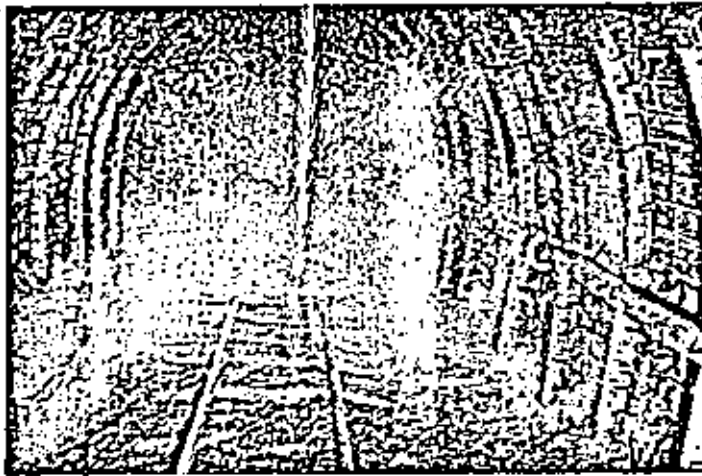


Fig. N° 4.- Ejemplo de aplicación de los cuadros metálicos deslizantes.

el macizo rocoso sufra grandes deformaciones que muchas veces son incompatibles con las características mecánicas de las rocas.

Los cuadros presentan un inconveniente operativo bastante grave que radica en la imposibilidad de mecanizar su colocación; lo cual, unido a los altos costes de los perfiles empleados, grava notablemente los resultados económicos que se consiguen con su utilización.

En estas circunstancias la aparición de los pernos a principio de los años 50, supuso un progreso notable en la entibación de galerías. Esto se debió a dos hechos fundamentales:

- LA COLOCACION DE LOS PERNOS SE PUEDE MECANIZAR TOTALMENTE
- LOS PERNOS SON SOSTENIMIENTOS ACTIVOS QUE FAVORECEN NOTABLEMENTE EL TRABAJO DE LAS ROCAS

La mecanización de la colocación de los pernos está totalmente conseguida mediante yumbos como el que se muestra en la figura n° 5, con los cuales se pueden colocar anclas en menos de 2 minutos de tal forma que la productividad alcanzada es realmente espectacular.

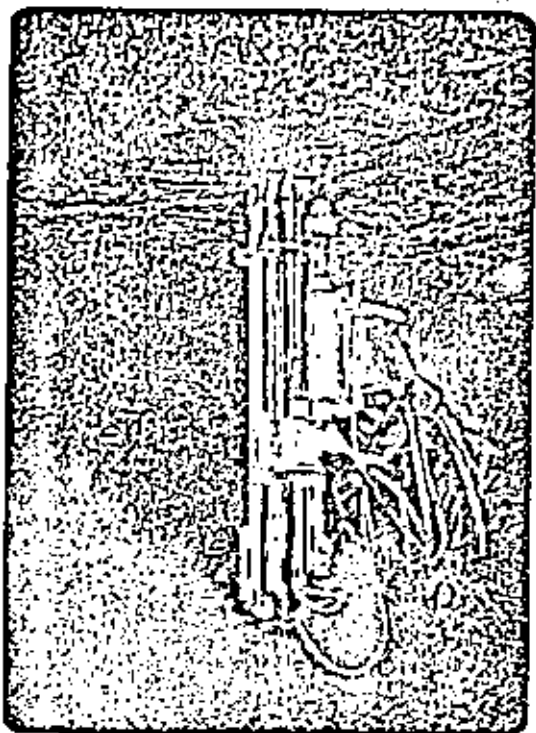


Fig. N° 5.- Yumbo para mecanizar la colocación de los pernos.

Tan importante como los rendimientos de colocación es el hecho de que el trabajo de los pernos es mucho más conveniente al comportamiento de las rocas. Efectivamente los pernos trabajan a tracción y precisamente las rocas soportan muy mal las tracciones que se generan en ellas. Por otro lado la mayoría de los tipos de pernos que se utilizan actualmente se prestan muy bien para aprovechar la dilatación de las rocas y, además, su colocación es mucho más flexible que la de los cuadros de tal forma que una entibación con pernos puede reforzarse fácilmente allí donde sea necesario.

Los pernos constan de tres elementos esenciales:

- El sistema de anclaje
- La placa de base
- La varilla de unión entre el sistema de anclaje y la placa base

Habitualmente los pernos se clasifican según que el sistema de anclaje se reduzca a una pequeña longitud del perno o se realice a lo largo de toda la varilla.

3.2.1 Anclajes puntuales

En los primitivos pernos la fijación a la roca se lograba por medio de una cuña que penetraba en una hendidura, situada en el extremo de la varilla del perno. Este sistema está totalmente en desuso y ahora se emplean pernos en las que la fijación a la roca se consigue mediante una concha de expansión mecánica conforme se indica en la figura 6A.

Este tipo de pernos presentan algunas ventajas como: su recuperabilidad en muchos casos, la posibilidad de dar una tensión previa importante, la independencia del perno de la longitud del barreno donde se va a alojar y la gran deformabilidad que admiten estas pernos. Entre los inconvenientes que presentan hay que señalar: su gran sensibilidad al diámetro de perforación de los barrenos que debe estar comprendido entre un margen muy estrecho, la limitada resistencia de estos pernos, que difícilmente superan las 15 t., la pérdida de tensión que se produce en el perno con el tiempo y la gran importancia que tiene el buen funcionamiento de la placa base.

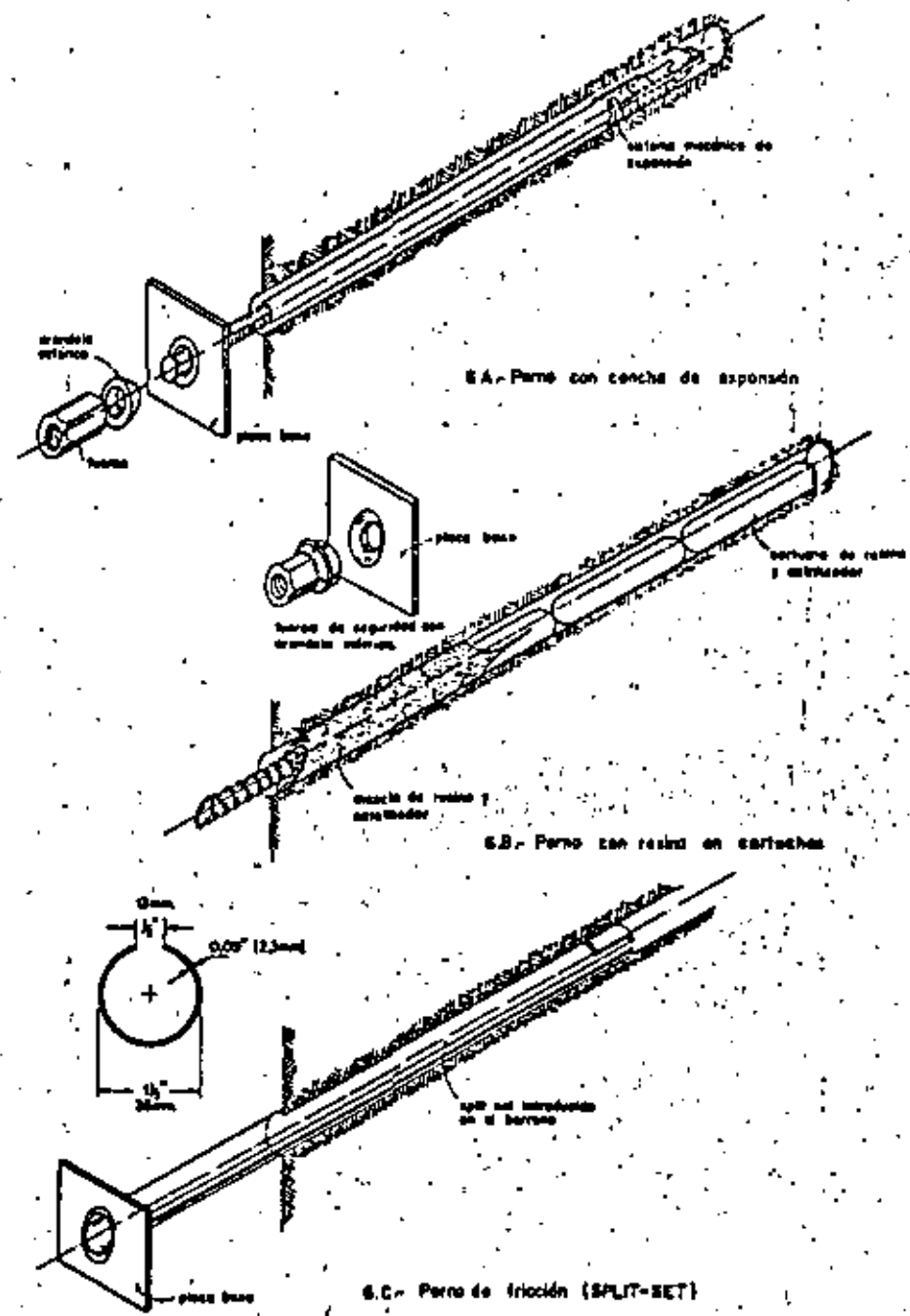


Fig. Nº 6.- TIPOS MAS COMUNES DE PERNOS (DIBUJOS OBTENIDOS DEL DE [Y])

3.2.2 Anclajes reparados

Para evitar los inconvenientes que presentaban los pernos mecánicos se pusieron a punto otros en los que el sistema de fijación a la roca se repartía a lo largo de la longitud del perno. Para ello el sistema mecánico se sustituyó por un mortero de cemento o de resina que, al fraguar, solidariza el perno con la roca. Recientemente se han introducido unos pernos en los que el sistema de fijación se desarrolla mediante un esfuerzo de fricción entre el perno y las paredes del barreno en las que está alojada:

3.2.2.1 Pernos con resina

En este caso la fijación del ancla a la roca se logra mediante un mortero de resina que endurece por la acción de un catalizador. La resina se presenta, ya preparada con todos sus componentes, en unos cartuchos que son de muy fácil manejo. La mezcla del catalizador con la resina se efectúa al introducir la varilla del ancla, mediante una velocidad de rotación

no inferior a 125 rpm, conforme se muestra en la figura 6.B.

Este tipo de pernos elimina todos los inconvenientes de los pernos mecánicos ya que son insensibles tanto al diámetro como a la longitud de los taladros; pueden soportar fuerzas muy elevadas pues sin problemas se superan las 20 t. y además no tienen ninguna pérdida de tensión a lo largo del tiempo. Por otro lado, estos pernos constituyen un soporte de acción inmediata ya que el fraguado de la resina puede realizarse en pocos minutos. Al rellenar la resina todo el espacio entre la varilla y el taladro, se pueden aprovechar las fuerzas de rozamiento entre los distintos estratos de roca. Como inconvenientes se puede citar que, en algunos terrenos poco resistentes y muy deformables, estos pernos pueden resultar excesivamente rígidos. También hay que señalar que con estos pernos resulta superfluo dar una tensión previa pues esta no se transmite más allá de la tercera parte de la longitud de la varilla.

Los pernos con resina se comercializaron al final de los 60 y en muy poco tiempo han

ocupado un papel preponderante en la moderna técnica de entibación tanto de galerías como de obras subterráneas.

3.2.2.2 Pernos de fricción

Desde hace muy pocos años se están empleando unos pernos en los que la fijación a la roca se consigue por efecto de la fricción del propio perno contra la roca. Estos pernos se han comercializado con el nombre de SPLIT-SET y su fundamento se indica en la figura 6.C.

En casi todos los pernos anteriores al SPLIT-SET el diámetro de la varilla es inferior al diámetro del taladro en el que se alojan; sin embargo la varilla del SPLIT-SET tiene un diámetro superior al del taladro donde se va a alojar. Esta varilla está constituida por una chapa de 2,3 mm de grosor, plegada en forma de tubo, dejando una separación longitudinal para que el tubo pueda disminuir de diámetro al colocar el perno.

El perno se introduce por golpeteo de un martillo perforador normal sobre una pieza de acoplamiento, que está especialmente diseñada para este fin, pero que es muy simple y robusta. Al entrar el perno en el taladro se reduce su diámetro trabajando como un muelle contra las paredes del barreno y generando fuerzas de fricción.

Estos pernos han tenido una gran aceptación por su facilísima colocación y tienen notables ventajas aunque también importantes limitaciones que es preciso considerar.

Entre las ventajas ya hemos indicado sobre todo su facilidad de manejo y además hay que señalar que desde el primer instante después de su colocación ejercen, por el efecto de muelle, una presión sobre el macizo rocoso que es positiva para aprovechar la dilatación. Además este tipo de pernos pueden deslizar cuando el empuje de los terrenos supera las fuerzas de fricción convirtiéndose en una entibación elasto-plástica que puede ser muy útil en ciertos casos.

Entre los inconvenientes que presentan estos pernos tenemos que citar su sensibilidad al diámetro de perforación de los barrenos, que se puede solucionar con un control riguroso y la ambigüedad que plantea el cálculo del esfuerzo que realmente pueden soportar. En efecto, la fuerza máxima que pueden soportar está limitada por la resistencia del tubo de acero que supera ligeramente las 11 t; pero, en cada caso es difícil conocer cual va a ser la resistencia efectivamente movilizada ya que depende del movimiento radial de los terrenos hacia la galería y, sobre todo, de la longitud del ancla que esté afectada por este movimiento. El efecto de muelle, que es el único que se podría calcular con cierta aproximación, es mucho más pequeño que el efecto friccional. De hecho en ensayos a tracción que hemos efectuado sobre SPLIT-SET recién colocados, el perno deslizaba para cargas inferiores a 2 t; mientras que al cabo de varias horas se llegaban a alcanzar unas 4-8 t. Por otro lado en los ensayos efectuados es difícil encontrar SPLIT-SET que ofrezcan una resistencia al deslizamiento próxima a las 11 t. Según el fabricante la fuer

za friccional que se obtiene está comprendida entre 0,75 y 1 tonelada por pie de perno.

Otra cuestión que todavía no está resuelta es la durabilidad del anclaje ya que por un lado el SPLIT-SET está trabajando permanentemente como un muelle comprimido y, por otro, se sabe que la corrosión se desarrolla muy rápidamente en elementos sometidos a tensión. Además los SPLIT-SET no tienen ninguna protección contra la oxidación.

Recientemente, en la Unidad Taxco de Industrial Minera de México S.A., se han realizado unos ensayos muy interesantes con los SPLIT-SET que han demostrado el buen comportamiento de estos pernos bajo ciclos de carga y descarga sucesivos realizados a lo largo de varios días. No obstante debido a que estos pernos han sido introducidos recientemente, todavía no se ha constatado que los SPLIT-SET puedan ofrecer un soporte duradero en períodos de 10 años o más como se puede conseguir con las anclas de resina.

En resumen podemos afirmar que los SPLIT-SET constituyen una aportación muy interesante pero su uso debe limitarse al campo de aplicación de los soportes ligeros, teniendo especial precaución cuando se trate de emplearlos como soporte de galerías de larga vida.

3.3. GUNITADO

El gunitado constituye un soporte que puede calificarse como activo ya que, con el empleo de los modernos aceleradores de fraguado, a los pocos minutos de colocado se inicia el endurecimiento del hormigón aportando una tensión muy apreciable que permite aprovechar totalmente la dilatación del macizo rocoso.

El gunitado se caracteriza por la alta compactad que se consigue con lo cual se pueden rellenar todas las grietas incipientes permitiendo detener los pequeños movimientos que preceden al aflojamiento del macizo rocoso. Por otro lado el gunitado consigue impermeabilizar el macizo rocoso, con lo cual se consigue evitar la nociva acción de la humedad del aire ambiente que siempre degrada las características mecánicas de las rocas.

En la figura nº 7 se muestra un ejemplo de una galería de mina en la que el sostenimiento se efectúa exclusivamente con gunitado. Esta solución está especialmente indicada en el caso de galerías de infraestructura que deben tener una duración importante y en las que las deformaciones deben reducirse al mínimo.

4. CONTROL DE LA INTERACCIÓN ENTRE LA ROCA Y EL SOSTENIMIENTO

De lo que se ha expuesto hasta ahora hay que deducir que no existe un tipo de entibación que pueda ser considerado como el más idóneo en cada caso; sino que cada vez que sea preciso diseñar la entibación para una galería u obra subterránea será necesario determinar cual es la que mejor se adapta a las características de la obra a realizar y al tipo de terreno que se va a atravesar. Esto, unido al empirismo que lleva consigo la determinación de las curvas características, exige que se ponga a punto un sistema para controlar la interacción entre el sostenimiento y la roca.

Este sistema de control debe basarse en la medida de las deformaciones de la galería u obra a construir y en el registro de las tensiones que admite en cada momento el sostenimiento.



Fig. N° 7.- Soporte a base de pernos anclados con resina y gunitado.

Con esto será posible controlar, en cada momento, la evolución de la interacción entre la roca y la entibación y el grado de reserva de seguridad de que se dispone en un momento dado.

5.4. EJEMPLOS DE UTILIZACIÓN DE PERNOS CON RESINA

A continuación expondremos algunas aplicaciones de los pernos de resina que constituyen, junto con los arcos cedentes, el tipo de soporte de mayor aceptación en el momento actual.

5.1. GALERIAS EN CAPA

En la minería del carbón las galerías en capa suelen sufrir importantes movimientos, sobre todo si el método de explotación es el del frente largo con hundimiento. En este caso el empleo de pernos posibilita que la sección de las galerías sea rectangular, conservando el techo en su estado natural con lo cual se aprovechan al máximo sus propiedades mecánicas. La figura n° 8 muestra un ejemplo de aplicación en el caso de la capa 40 del pozo 5. JOSE de HUNOSA (España). La capa tiene una pendiente de 25° y la sección útil de la galería es de unos 10,5 m². Se emplearon pernos con resi

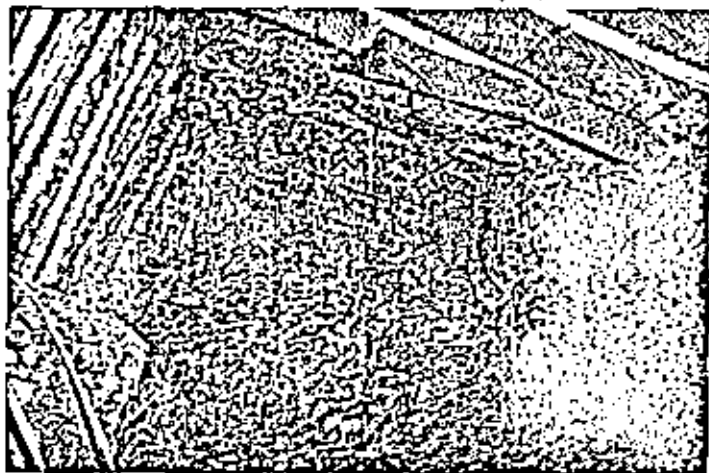


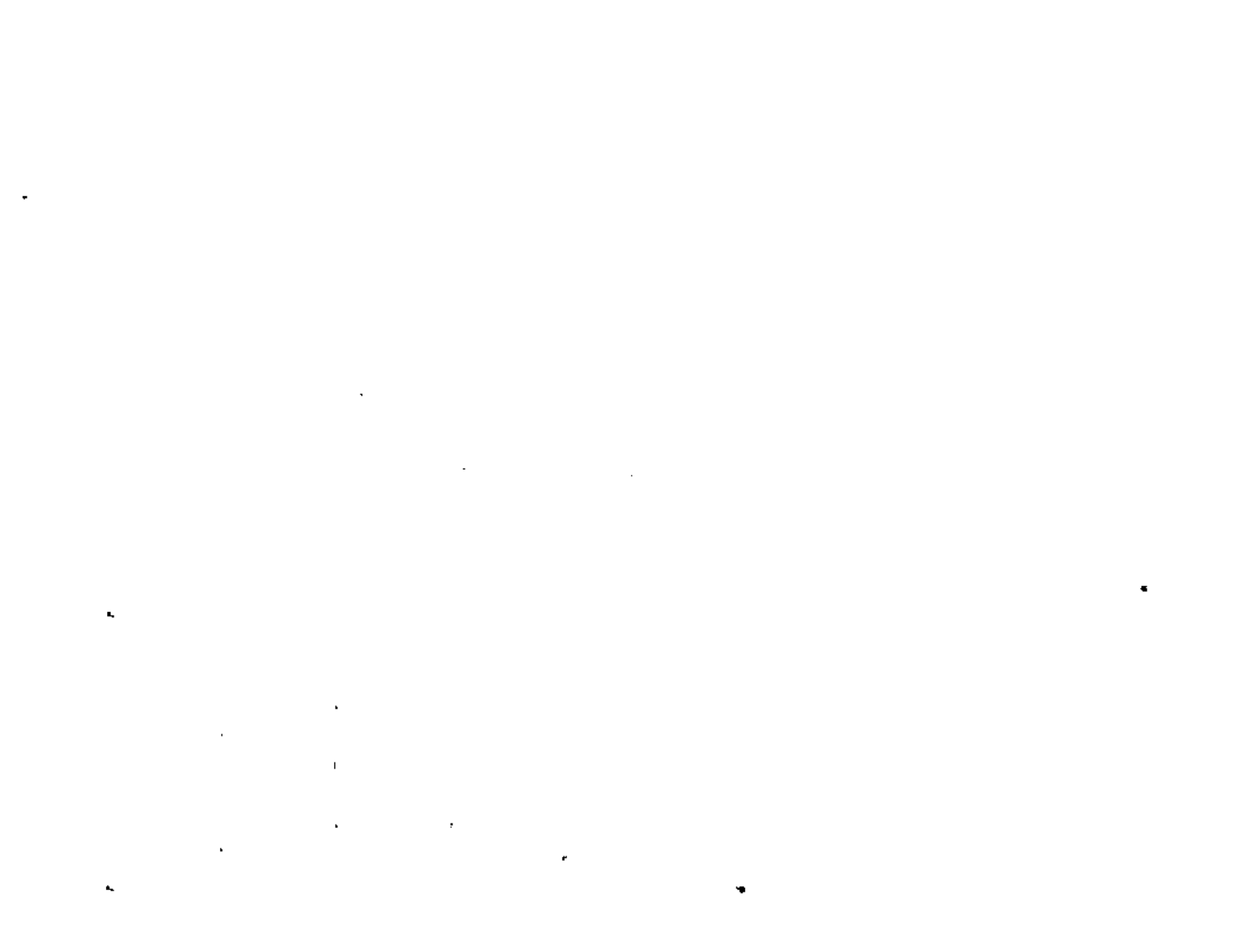
Fig. N° 8.- Frente de galería en capa con sostenimiento de pernos anclados con resina.

na de 1,6 m de longitud, con diámetro de varilla de 20 mm y densidad de colocación de 1,05 pernos/m².

En la figura n° 9 se muestra la misma galería pero una vez que ha sido explotada la capa de carbón. Puede apreciarse el buen estado del techo lo cual, habida cuenta de las grandes deformaciones que produce el avance de un frente largo con hundimiento, puede considerarse como un éxito notable.

Cuando la pendiente es muy fuerte no es posible trazar una sección rectangular si se quiere conseguir un buen acceso a la capa. En estos casos es preciso combinar los pernos con los cuadros TH tal como se indica en la figura n° 10. En este ejemplo, que pertenece al Pozo Sta. Bárbara de HUNOSA, los pernos se fijaron a la roca con resina, su longitud era de 1,6 m. y su diámetro de 20 mm. La densidad de colocación del soporte en el techo era de 0,65 pernos por cada metro cuadrado.

El empleo de pernos con resina se ha mostrado como una solución muy eficaz como entibación de galerías de minas de carbón pues los costes finales, teniendo en cuenta los gastos de colocación del sostenimiento y los de mantenimiento posterior de la galería, han sido menores que en el caso de emplear otra entibación. Por otro lado los pernos con



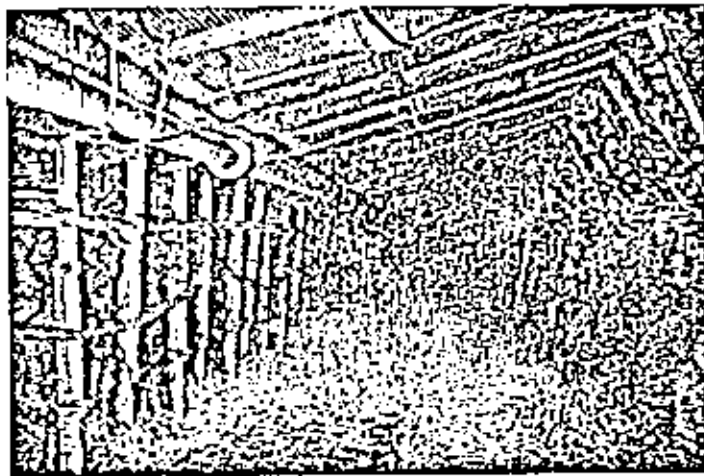


Fig. N° 9.- Estado de la galería de la figura n° 8 después del paso de la explotación por frente largo.

resina se han comportado como una entibación estable en el tiempo que ha hecho disminuir las deformaciones de las galerías en comparación con el uso de otro tipo de soportes.

5.2. GALERIAS EN ROCA

En general las galerías en roca forman parte de la estructura de una mina o de obras subterráneas importantes y dos características comunes a todas son su larga duración y el pequeño nivel de deformación que es admisible.

En estos casos es especialmente apropiada la utilización de los pernos con resina y una muestra de ello es la galería del Pozo Santiago (HUNOSA) que se muestra en la foto n° 11. Esta galería tiene una sección útil de 14 m^2 , una longitud de 685 m, como entibación se empleó exclusivamente pernos con resina de 1,6 m de longitud y 20 mm de diámetro con una densidad de colocación de $1,12 \text{ pernos/m}^2$. La bóveda de la galería y parte de los parámetros se recubrieron con malla metálica fabricada con alambre de 3,2 mm. de diámetro. La galería se terminó de excavar en junio de 1970 y la fotografía n° 11 fue hecha en julio de 1979 lo cual da idea de la eficacia y duración de este tipo de soporte.

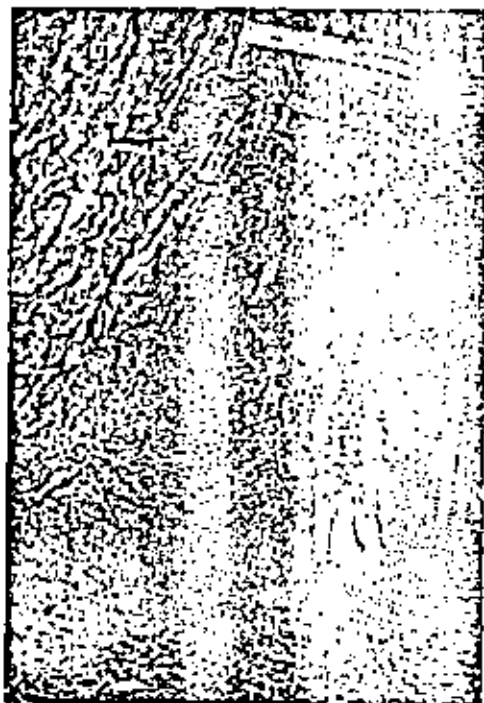


Fig. N° 10.- Realización del sostenimiento en una galería en una capa inclinada de carbón, mediante pernos anclados con resina y arcos de listones.



Fig. n° 11.- Realización del sostenimiento de una galería en roca con pernos anclados con resina.

5.3. GALERIAS CON GRANDES DEFORMACIONES

Cuando los terrenos sufren deformaciones, ya sea porque son poco resistentes o porque son de naturaleza plástica, la entibación que se utiliza debe ser capaz de admitir estas elevadas deformaciones. En estos casos con una adecuada elección de las características de las varillas, que deben ser lisas y fabricadas con aceros de gran alargamiento, es posible diseñar una entibación adecuada con pernos con resina.

En la fotografía nº 12 se muestra una galería en silvinita de Potisas de Navarra S.A. (España) en la que se han empleado exclusivamente pernos de 1,8 m de largo, 20 mm de diámetro y la densidad de colocación es de 1,2 pernos/m². La sección inicial de estas galerías es de unos 12 m²; pero, debido al comportamiento plástico de las rocas salinas, se producen reducciones de sección de hasta el 70% con deformaciones unitarias de los terrenos superiores a 100 mm/m. En estas condiciones las galerías deben de reabrirse cada cierto periodo de tiempo, normalmente entre 14 y 19 meses después de estar abierta; pero el empleo de los pernos con resina se ha mostrado muy eficaz para controlar que la evolución de estas deformaciones sea progresiva y no se produzcan accidentes, resultando este sostenimiento el más competitivo económicamente en estos casos.

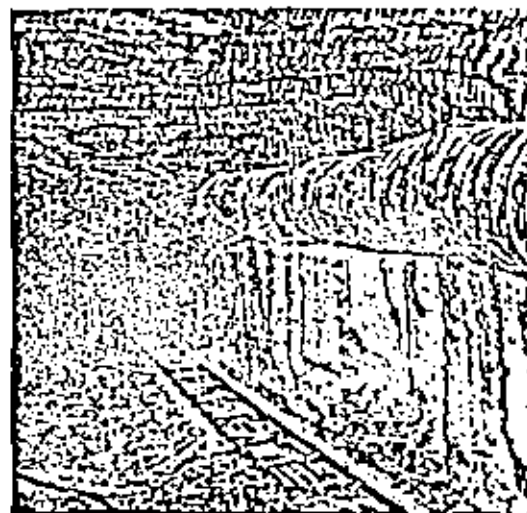


Fig. Nº 12.- Utilización de pernos anclados con resina en terrenos potásicos muy deformables.

En la figura n° 13 se muestra otro ejemplo de realización de galerías en terrenos muy deformables que corresponde a una galería de 12 m² de sección útil ubicada en un banco de sal de roca situado a más de 1200 m. de profundidad.

En estas condiciones fue necesario diseñar una sección semicircular, que se excavó con minadores continuos, para eliminar las tensiones de tracción y se empleó una entibación con pernos con resina de 1,80 m de largo, 20 mm de diámetro, construidas con varillas lisas de acero de alto alargamiento. La densidad de colocación del bulonaje fue de 1,65 pernos/m² y el comportamiento de la galería ha sido extraordinario como lo prueba la fotografía n° 13 que está obtenida un año después del trazaje de la galería.

5.4. OBRAS SUBTERRANEAS

Este tipo de estructuras se caracterizan por su gran duración, porque deben tener una alta seguridad y por lo complejo de su construcción que, normalmente, se realiza por fases. en estos casos los pernos con resina son una entibación muy adecuada ya que a la alta resistencia que se consigue con estos pernos se une la gran seguridad del sistema y la flexibilidad de su aplicación.

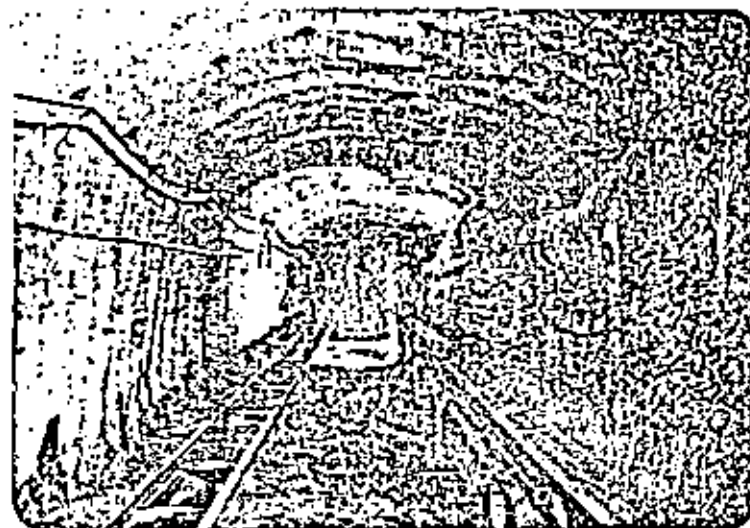


Fig. N° 13.- Sostenimiento de galerías, trazadas en terrenos salinos a mas de 1.200 m. de profundidad, mediante pernos anclados con resina.

Como ejemplo de realizaciones concretas citaremos la estación de trituración del pozo Sta. Bárbara de HUNOSA que está ubicada, a 756 m de profundidad, en pizarras carboníferas. El volumen excavado fue superior a 1000 m^3 y la sección tipo era de 54 m^2 . La excavación se realizó empleando la técnica del precorte y como entibación de los terrenos se emplearon exclusivamente pernos con resina de 1,0; 1,8 y 2,4 m. de longitud. Las densidades de colocación oscilaron entre 1,1 pernos/ m^2 en las paredes y 2,3 pernos/ m^2 en la bóveda. En la fotografía n° 14 se muestra una vista del magnífico aspecto de las paredes de esta obra.

En la figura n° 15 se observa otro ejemplo de aplicación de pernos de resina como único sostenimiento de una obra subterránea. Aquí se trata de un pozo vertical de 4 m. de diámetro que se realizó en el interior del Pozo Sta. Bárbara (HUNOSA) para unir dos niveles distintos. La excavación del pozo se realizó con explosivos empleando la técnica del precorte y el sostenimiento se realizó con anclas con resina, de 20 mm de diámetro y 1,60 m. de longitud. Como puede apreciarse en la fotografía la superficie del pozo se recubrió con una malla metálica, que luego se protegió con mortero de cemento; y los pernos se solidarizaron entre sí con una llanta metálica. La densidad de soporte en este caso fue de 1,3 pernos/ m^2 .

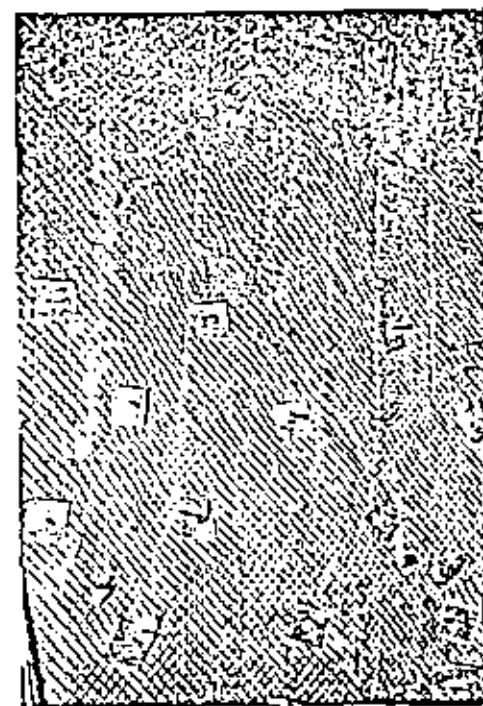


Fig. N° 14.- Vista del paramento de una excavación subterránea con sostenimiento a base de pernos anclados con resina.

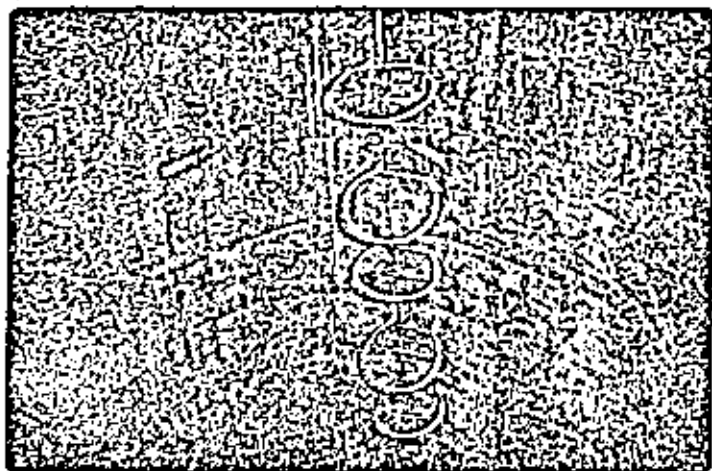


Fig. N° 15.- Detalle del sostenimiento de un pozo vertical realizado con pernos anclados con resina.

En ambos ejemplos el empleo de los pernos con resina permitió realizar todas las fases de ambas obras sin ningún incidente y con una gran rapidez lo cual redundó en la obtención de una importante economía. Estas obras finalizaron a principios de 1973 y hoy, casi nueve años después, no han tenido ningún problema de estabilidad.

6.- CONCLUSIONES

En el momento actual para diseñar el sostenimiento de una galería de mina u otra obra subterránea es preciso tener en cuenta la interacción entre el terreno y entibación. No puede afirmarse que exista un método que dé una validez universal sino que, en cada caso, hay que definir el tipo más idóneo, las condiciones de colocación y los sistemas de control a emplear.

Los sostenimientos más utilizados ahora son los cuadros deslizantes, los pernos y el gunitado. Dentro de los pernos los que tienen mayor difusión y versatilidad son los que se fijan al terreno mediante resina, aunque cuando el sostenimiento puede ser ligero y la duración de las galerías es corta puede recurrirse a los pernos de fricción tipo SPLIT-SET.

BIBLIOGRAFIA

CELADA, B.

Tecnología del bulonaje. Estudio particular del bulonaje a la resina.

ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE MINAS.
Oviedo 1970. 3 Tomos.

CELADA, B., FUENTE, A.M.

Estudio de la influencia de la superficie de los pernos anclados con resina sobre su comportamiento dinámico.

ROCAS Y MINERALES. Septiembre 1973

CELADA, B.; RIOS, J.

Realización de las voladuras de contorno en los terrenos carboníferos.

ROCAS Y MINERALES, Noviembre 1973.

CELADA, B.

Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del bulonaje en galerías.

Tesis Doctoral.

ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE MINAS.
Oviedo, Enero 1979. 3 Tomos.

CELADA, B.

Utilisation des soutènements modernes dans les voies
INSTITUT GEOTECHNIQUE DE LA UNIVERSITE DE WROCLAW.
Wroclaw, Polonia, Octubre 1980.

CELADA, B.

Modernos principios para el sostenimiento de galerías.
SIMPOSIO SOBRE USO INDUSTRIAL DEL SUBSUELO (SUIS)
Madrid, 7 Abril 1981.

CELADA, B.

Sostenimiento de galerías: control del bulonaje.
SIMPOSIO SOBRE USO INDUSTRIAL DEL SUBSUELO (SUIS)
Madrid 7-9, Abril 1981

CELADA, B.

Tecnología y Control del bulonaje.
Curso de Mecánica de Rocas aplicada a la Minería y a la construcción.
División de Educación Continua.
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
México, 13 Mayo 1981.

NOEK, E.; BROWN, E.T.

Underground excavations in rock
INSTITUT OF MINING AND METALLURGY, London 1980.

NAVAS ROJAS, R.

Innovaciones en los sistemas de soporte dentro de las minas
de INDUSTRIAL MINERA MEXICO S.A.

SCOTT, J.J.

Interior rock reinforcement fixtures. State of the art.
21 st. U.S. Symposium on Rock Mechanics
UNIVERSITY OF MISSOURI - Rolla, May 1980.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

LA PLASTIFICACION Y SUS CONSECUENCIAS

Dr. Ing. Benjamín Celada Tamames

JULIO, 1982

LA PLASTIFICACION Y SUS CONSECUENCIAS

Benjamín Celada Tamames
Dr. Ingeniero de Minas
GEOCONTROL, S.A.

1.- INTRODUCCION

2.- CARACTERISTICAS MECANICAS DE LAS ROCAS

- 2.1.- Comportamiento a compresion simple
- 2.2.- Comportamiento al corte
- 2.3.- Comportamiento bajo cargas combinadas

3.- LA PLASTIFICACION

- 3.1.- Efecto escala
- 3.2.- Acumulaciones de tensiones
- 3.3.- Criterios de plastificación
- 3.4.- Efectos de la plastificación

3.4.1.- Radio de plastificación

3.4.2.- Desplazamiento radial del perimetro de tunel

4.- CRITERIOS DE SOSTENIMIENTO.

- 4.1.- Conservar la cohesion del macizo
- 4.2.- Aprovechar la dilatancia

4.3.- Aumentar el confinamiento

4.4.- Evitar las disimetrías tensionales

5.- Conclusiones

6.- Bibliografía

LA PLASTIFICACION Y SUS CONSECUENCIAS

Benjamín Celada Tamames
Dr. Ingeniero de Minas
GEOCONTROL, S.A.

1.- INTRODUCCION

Muchas veces se asocia el Nuevo Método Austriaco a la utilización del gunitado y bulonaje como elementos de sostenimiento para garantizar la excavación de un tunel. Esta visión es, en el mejor de los casos, una verdad parcial ya que esencialmente el Nuevo Método Austriaco es una filosofía constructiva que se apoya en la interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento considerando que el propio macizo rocoso es una parte importante del sostenimiento que se debe colocar.

La razón por la que se asocia el bulonaje y gunitado al Nuevo Método Austriaco radica en el hecho de que con estos materiales se controla mucho mejor la interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento.

En esta exposición nos ocuparemos del papel que juega la plastificación en la capacidad resistente de los macizos rocosos, la forma de prever la plastificación de las rocas, los criterios a seguir para dimensionar el sostenimiento y el papel que juegan ante la plastificación los métodos racionales de excavación y los sostenimientos activos.

2.- CARACTERISTICAS MECANICAS DE LAS ROCAS

Las rocas casi nunca son materiales homogéneos, isotrópicos ni elásticos; pues constitutivamente, fig. 1, están integrados por distintas especies minerales; genéticamente existen planos de discontinuidad como la estratificación, fig. 2, a los que se superponen efectos tectónicos como pliegues, fig. 3, y fallas fig. 4.

Para tener en cuenta del efecto de las discontinuidades partiremos del concepto de roca intacta considerando su comportamiento a compresión simple, corte y compresión triaxial.

2.1.- Comportamiento a compresión simple

En mecánica de Rocas los ensayos de compresión son los más corrientes debido a que son los más fáciles de hacer y con ellos se obtiene una buena caracterización de las rocas que es el primer paso para un estudio más profundo. Los ensayos de compresión pueden realizarse con presión lateral de confinamiento (σ_3) o sin ella. El primer caso será estudiado en el apartado dedicado a cargas combinadas. Cuando las rocas fisuradas se someten a un ensayo de compresión simple se suele producir siempre una rotura de tipo frágil, es decir existe una brusca pérdida de resistencia.

En la figura 5 se muestra una curva típica de este ensayo en la que se han reflejado las funciones

$$\sigma_1 = \sigma_1(\epsilon_1)$$

$$\frac{\Delta v}{v} = \frac{\Delta v}{v} (\epsilon_1 - \epsilon_3)$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_3 (\varepsilon_1)$$

Para deformaciones pequeñas

$$\frac{\Delta v}{v} = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (1)$$

y

$$\varepsilon_3 = \nu \cdot \varepsilon_1$$

En este proceso tiene un papel muy importante el estado de fisuración. En primer lugar se cierran las fisuras que tienen una dirección sensiblemente normal a la dirección de σ_1 cuando estas se han cerrado se termina la fase cierre lo cual ocurre para una tensión σ_1^f .

A partir de aquí la curva $\sigma_1 = \sigma_1 (\varepsilon_1)$ es una recta hasta que se alcanza una tensión de inicio de la fisuración; la tensión a que está sometida la muestra en ese momento la denominaremos σ_1^f .

En general $0,3 < \frac{\sigma_1^f}{\sigma_c} < 0,6$

Si aumenta σ_1 por encima de σ_1^f la fisuración se propaga tendiendo a ser paralela a la dirección de σ_1 . En una primera etapa la transmisión de la fisuración es estable ya que si la carga cesa la fisuración se detiene. La propagación estable de las fisuras no implica una deformabilidad axial mayor - por lo que la curva $\sigma_1 = \sigma_1 (\varepsilon_1)$ sigue siendo lineal pero existe un fenómeno dilatante ya que aumentan ε_3 y $\frac{\Delta v}{v}$.

La frontera entre la propagación estable, e inestable corresponde a la resistencia de la roca a largo plazo. Este punto corresponde, según BENIAWSKI, al cambio de signo de $\frac{\Delta v}{v}$. Este límite se llama umbral de fisuración.

σ_1^f y suele ser $\sigma_1^f = 0,8 \cdot \sigma_c$

A partir de aquí se alcanza la resistencia máxima σ_1^M que si $\sigma_3 = 0$ corresponde a la resistencia a compresión de la roca.

Puede ocurrir que se produzca una rotura brutal, generalmente debida a la escasa rigidez de la prensa empleada; pero si la prensa es adecuada, puede trazarse la curva completa $\sigma_1 = \sigma_1 (\varepsilon_1)$ que si $\sigma_3 = 0$ llega a hacerse nula. Si existe un cierto confinamiento, por ejemplo rozamiento entre los distintos fragmentos de roca triturada se generará una resistencia a compresión simple residual σ_1^R cuyo conocimiento es esencial pues es la resistencia de la roca que nos puede garantizar indefinidamente la estabilidad de una excavación.

La rotura frágil es el comportamiento normal de muchas rocas cuando se hace un ensayo a compresión simple en el laboratorio; no obstante hay algunas rocas, por ejemplo las evaporitas, que tienen la propiedad de deformarse a tensión constante a partir de un cierto nivel de carga presentando una rotura de tipo dúctil.

Muchas rocas sedimentarias y metamórficas presentan un comportamiento intermedio entre la rotura frágil (rocas ígneas) y la dúctil (evaporitas) con una pérdida progresiva de resistencia.



En ensayos realizados sobre la caliza de SOLENNHO FEN, HEARD considera que el umbral de ductilidad está determinado por una deformación del 3 - 5%; si la deformación axial es inferior al 3% el comportamiento debe considerarse frágil y si supera el 5% es dúctil.

2.2.- Comportamiento al corte.

Si sometemos una muestra de roca a un ensayo de corte obtenemos una respuesta como la indicada en la figura 6. Inicialmente la tensión que acepta la roca crece muy rápidamente hasta alcanzar el valor máximo

τ_{max} para unos desplazamientos muy pequeños; a partir de este valor los desplazamientos aumentan rápidamente y la tensión de corte disminuye hasta alcanzar un valor mínimo, independiente del desplazamiento, que es la resistencia al corte residual. Este fenómeno se explica por la desaparición de la cohesión, resistencia debida a las fuerzas moleculares, cuando la tensión alcanza el valor τ_{max} ; a partir de este momento la única resistencia que se opone al corte es el rozamiento de las dos superficies que se diferencian. En la figura 7 se muestra la representación de las curvas τ, σ en ambos casos en el plano de Mohr.

Si la superficie de rotura no es perfectamente plana se presenta un fenómeno de dilatación (dilatación transversal a la tensión de corte) cuando la tensión normal es pequeña; ello es debido a que inicialmente el desplazamiento se hace siguiendo los dientes creados en la rotura tal como indica en la figura 8; en los primeros instantes el efecto de dilatación produce un aumento de la resistencia al corte que puede evaluarse por la expresión.

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\phi + i) \quad (3)$$

donde ϕ es el ángulo de rozamiento interno i es el

ángulo de los dientes respecto a la superficie de rotura.

La resistencia al corte de una roca está limitada inferiormente por su resistencia residual y la resistencia de pico que es debida a la dilatación. Observarse que para mantener la dilatación la roca debe tener pequeñas deformaciones y estar sometida a tensiones normales a la superficie de corte también pequeñas.

El efecto de la dilatación es muy importante en el estudio de la estabilidad de taludes y algunas obras subterráneas ya que en estos casos las tensiones normales son muy pequeñas y, tal como se muestra en la figura N° 8, el valor de la resistencia de corte aportado por la dilatación es una fracción muy importante de la resistencia al corte total. BARTON (1976) ha estudiado exhaustivamente el efecto de la rugosidad sobre la resistencia al corte de los macizos rocosos.

2.3.- Comportamiento bajo cargas combinadas.

En la realidad las rocas difícilmente se ven sometidas a estados puros de carga (compresión o tracción) sino que es frecuente que se ven sometidas a estados de compresión con una tensión bajo otra de confinamiento lateral.

La influencia de σ_3 es decisiva como lo demostraron los ensayos de VON KARMAN, en 1.911, sobre marmol de Carrara en donde al aumentar σ_3 se pasaba de la rotura frágil a la dúctil y aún se superaba este comportamiento ya que como luego ha sido admitido universalmente no es posible que una roca tenga una deformación plástica sometida a un estado de tensión triaxial elevado. La figura 9 muestra estos resultados.

Como ya es sabido cada ensayo triaxial puede ser representado por un círculo en el diagrama de Mohr y la envolvente de todos ellos es la curva intrínseca que separa la zona estable de la inestable en el plano $(\tau - \sigma)$. La envolvente de los diversos círculos de Mohr que representan los ensayos triaxiales realizados es una función del tipo

$$\tau = f(\sigma) \quad (4)$$

Según Coulomb - Navier la expresión (4) puede aproximarse por la recta

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg} \quad (5)$$

donde

c = Cohesión (resistencia al corte con $\sigma = 0$)

ϕ = Angulo de rozamiento interno

Por otra parte se cumple que

$$\sigma_1 = \lambda \cdot \sigma_3 + \sigma_c \quad (6)$$

siendo

$$\lambda = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

σ_c = resistencia a compresión simple.

3.- LA PLASTIFICACION

De lo anteriormente expuesto se deduce que trabajando a compresión simple antes de la plastificación, lo cual sucede aproximadamente para el 60% de la carga final, las rocas se deforman más cuanto mayor es el nivel tensional; a partir del límite elástico las deformaciones crecen y cuando se supera este las deformaciones son mucho más importantes existiendo una resistencia residual, que será relativamente pequeña, si es posible crear un cierto confinamiento.

Si las rocas trabajan a cortante, es posible aprovechar el efecto dilatante, con lo cual la resistencia al corte es notablemente mejor, solo si se limitan drásticamente las deformaciones. Esto último solo será posible si el nivel tensional es relativamente bajo.

En resumen, para niveles tensionales altos las rocas se deformarán mucho llegando a la plastificación y la resistencia con que podremos contar será la residual favorecida por el confinamiento logrado. A niveles tensionales bajos, lejos del estado de plastificación, será posible contar con el efecto dilatante.

Según lo anterior la plastificación es la respuesta del macizo rocoso ante unos niveles tensionales que superan su propia resistencia y tiene a efectos prácticos el aspecto negativo de crear una reducción importante de la sección excavada que debe ser prevista para que las dimensiones finales de la obra sean compatibles con el proyecto inicial.

En general la plastificación deberá ser evitada y para ello vamos a exponer los factores que más la condicionan a fin de poder controlar el problema pero cuando sea imposible económicamente mantener nuestra obra dentro del estado elástico habrá que afrontar la plastificación como un hecho natural susceptible de aportar notables ventajas.

3.1.- Efecto escala

Habitualmente en el laboratorio se trabaja con testigos de roca obtenidos directamente de sondeos o de bloques de roca que se llevan al laboratorio. Las muestras ensayadas responden al concepto de "roca intacta" ya que normalmente están libres de planos de discontinuidad. Pero la roca intacta no es representativa de la realidad del macizo rocoso que está afectado por distintos tipos de discontinuidad como ya hemos visto. La presencia de discontinuidades comporta una pérdida de resistencia en el macizo lo cual, a nivel tensional constante, supone un acercamiento a la plastificación.

Como han puesto de manifiesto HOEK y BROWN -- (1.980) fig. 10, el paso de la roca intacta al macizo rocoso está determinado por un importante efecto de escala.

Esta circunstancia ha sido estudiada por muchos investigadores y siempre se han encontrado que al aumentar el tamaño de la muestra crece la probabilidad de que esta contenga un plano de discontinuidad que la debilite y haga disminuir la resistencia.

Se han dado muchas expresiones para determinar la pérdida de resistencia con el tamaño pero una de las más afortunadas es la debida a EVANS.

$$\sigma \cdot L^{\alpha} = K \quad (8)$$

En la que α está comprendido entre 0,14 y 0,5 y K debe ser determinado para cada roca.

Si partimos del hecho de que una probeta de laboratorio tiene una dimensión expresable como -- A (cm), una galería de mina tiene una dimensión en el frente de 100 A (cm) y un túnel 300 A (cm) llamado σ_L la resistencia de la roca en laboratorio y σ_R la resistencia del macizo tenemos que, según (8); tomando $\alpha = \frac{1}{3}$; para la galería de mina

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_L \cdot A^{\frac{1}{3}} = K \\ \sigma_R \cdot (100 \cdot A)^{\frac{1}{3}} = K \end{array} \right\} \frac{\sigma_L}{\sigma_R} = \left(\frac{300A}{A} \right)^{\frac{1}{3}} \text{ por lo tanto}$$

$$\sigma_R = \frac{\sigma_L}{4,64}$$

y para el túnel

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_L \cdot A^{\frac{1}{3}} = K \\ \sigma_R \cdot (300)^{\frac{1}{3}} = K \end{array} \right\} \frac{\sigma_L}{\sigma_R} = \left(\frac{300 \cdot A}{A} \right)^{\frac{1}{3}} \text{ por lo tanto}$$

$$\sigma_R = \frac{\sigma_L}{6,69}$$

De esto deducimos que, en igualdad de condiciones respecto a la roca, la resistencia a compresión del macizo rocoso es sensiblemente menor si se trata un túnel que una galería de reconocimiento o de mina.

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

3.3.- Criterios de plastificación

Una vez que se han planteado los parámetros - que influyen en la plastificación de los macizos - rocosos es necesario definir un criterio para conocer en que circunstancias la roca pierde el dominio elástico y se adentra en el campo de las grandes deformaciones.

Habitualmente los criterios de plasticidad están expresados por una relación matemática formulada en términos de tensiones que incluyen tanto las tensiones de campo como las que corresponden a las características resistentes de las rocas.

Hay muchos criterios de plastificación establecidos: Coulomb, Mohr, Von Mises, Tresca, Pariscau... que pueden ser empleados en los estudios de estabilidad realizados mediante ordenador sobre todo si se emplea el Método de los Elementos Finitos. Desde un punto de vista más práctico, para poder realizar los análisis manualmente es de gran utilidad el criterio establecido por WILSON (1980) que admite un comportamiento a la rotura con una caída brusca de resistencia y con una resistencia residual en la roca plastificada.

Para la roca sin plastificar el criterio de rotura

$$\sigma_1 = \lambda \cdot \sigma_3 + \sigma_c \quad (10)$$

para la roca plastificada el criterio de rotura es

$$\sigma_1^* = \lambda \cdot \sigma_3^* \quad (11)$$

según WILSON λ está definido por

$$\lambda = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

siendo ϕ el ángulo de rozamiento interno de la roca.

WILSON (1977) propone los siguientes valores de λ para algunas rocas

- 2 < λ < 3 Rocas sedimentarias débiles
- $\lambda = 4$ Carbón (referido al que existe en U.K.)
- 5 < λ < 6 Areniscas.

En estas condiciones WILSON determina el estado tensional alrededor de una galería circular sometida a un campo hidrostático llegando a la conclusión de que el radio de la zona de plastificación está dado por

$$R^* = R \left\{ \frac{2\sigma_0 - \sigma_c + \sigma'(\lambda+1)}{(\sigma_c + \sigma') \cdot (\lambda+1)} \right\}^{\frac{1}{\lambda-1}} \quad (12)$$

en donde

R = radio de la galería

σ_0 = tensión de campo

σ_c = resistencia a compresión simple del macizo rocoso.

σ' = efecto de aumento de cohesión debido al rozamiento de los fragmentos rocosos en la zona plastificada.

σ_i = resistencia del sostenimiento.

No existirá plastificación si $R^* = R$ en la expresión (12) para lo cual

$$\frac{2\sigma_c - \sigma_c + \sigma'(\lambda+1)}{(\sigma_c + \sigma') \cdot (\lambda+1)} = 1 \quad \text{es decir}$$

$$2\sigma_c = \sigma_c + (\lambda+1) \cdot \sigma_c \quad \text{y como} \quad \sigma_c = \gamma \cdot H$$

resulta que la profundidad crítica para que se produzca plastificación en la roca valdrá

$$H_{cr} = \frac{\sigma_c + (\lambda+1) \cdot \sigma_c}{2 \cdot \gamma} \quad (13)$$

Para estimar σ_c WILSON supone que

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{cl}}{f} \quad \text{siendo } \sigma_{cl} \text{ la resistencia a compresión simple de la roca intacta y } f \text{ un parámetro definido mediante la siguiente tabla:}$$

VALOR DE	CARACTERISTICAS DEL MACIZO ROCOSO
1	Roca masiva sin discontinuidades (Normigón).
2	Discontinuidades muy separadas en roca fuerte.
3	Discontinuidades apreciables en roca fuerte.
4	Discontinuidades muy próximas en roca normal.
5	Discontinuidades muy próximas en roca blanda.
6-7	Rocas rotas en las proximidades de las fallas.

Habitualmente los sostenimientos empleados en galerías y túneles cumplen que $\sigma_c < 1$ MPa, siendo el valor normal $\sigma_c = 0,2$ MPa. Nótese que si $\sigma_c = 0$ la expresión (13) se convierte en

$$H_{cr} = \frac{\sigma_c'}{2 \cdot \gamma} \quad (14)$$

que se deduce fácilmente de un análisis puramente elástico.

4.- EFECTOS DE LA PLASTIFICACION

Hemos visto que a la plastificación se llega por un incremento del estado tensional sobre las obras subterráneas que las rocas no pueden aceptar por lo que realizan un trabajo de deformación, fig. N° 16, hasta conseguir equilibrar el estado tensional. La deformación de las rocas en la post-rotura va unida siempre de una pérdida de resistencia y por ello los picos de presión en la zona plastificada son menores que los que se producirían en un macizo rocoso que se comporta elásticamente tal como muestra la figura N° 17.

De esto podemos deducir que cuanto menos resista un macizo rocoso, antes se plastificará, los picos de presión que acepte serán menores y la corona de terrenos afectados será mayor. Como sabemos que la plastificación va asociada a grandes deformaciones, mucho mayores que las elásticas, el resultado es que una cavidad trazada en una roca plastificada sufrirá una apreciable disminución de sección que tendremos que tener en cuenta en el momento del diseño si no queremos que el resultado final sea una galería o un túnel perfectamente inservible.

3.4.1.- Radio de plastificación

Cuando una roca se plastifica alrededor de una galería los bloques de roca individualizados ejercen una interacción mutua que se traduce en la creación de unas fuerzas de acuñamiento y fricción que provocan un cierto confinamiento.

Esto hace que la resistencia del macizo rocoso aumente a medida que nos apartamos del perímetro del túnel de tal forma que a una cierta distancia el macizo rocoso vuelve a encontrarse en el dominio elástico.

La distancia desde el centro del túnel hasta la frontera de separación entre el dominio elástico y plástico se denomina radio de plastificación y de acuerdo con la teoría de WILSON puede ser calculado -- por la expresión :

$$R^* = R \left\{ \frac{2\sigma_0 - \sigma_c + \sigma'(\lambda+1)}{(\sigma_c + \sigma') \cdot (\lambda+1)} \right\}^{\frac{1}{\lambda-1}} \quad (15)$$

Notese que el radio de plastificación depende en todos los casos de la presión que ejerce el sostenimiento de la estructura, que es la presión de equilibrio. A pesar de esto no debemos caer en la tentación de intentar eliminar la plastificación empleando fuertes sostenimientos pues esta es una meta simplemente imposible de alcanzar. A modo de ilustración la figura 18 muestra los resultados obtenidos por WILSON (1977) que aseveran la afirmación anterior.

3.4.2.- Desplazamiento radial del perímetro del túnel

Se ha expuesto que la plastificación está asociada con deformaciones importantes y, por ello, es preciso prever cual va a ser la reducción de sección para poder dimensionar correctamente la sección inicial.

En la hipótesis de WILSON (1980) el movimiento del perímetro de la galería está dado por

$$u_r = R \frac{1+\nu}{E} \left\{ \frac{(\lambda-1)\sigma_0 + \sigma_c}{(\lambda+1)} \right\} \cdot \left\{ \frac{2\sigma_0 - \sigma_c + \sigma'(\lambda+1)}{(\sigma_c + \sigma') \cdot (\lambda+1)} \right\}^{\frac{2+\omega}{\lambda-1}} \quad (16)$$

En la expresión (16) todos los factores son conocidos excepto

- ν = coeficiente de Poisson
- E = Módulo de elasticidad del macizo
- ω = coeficiente de expansión del terreno

Según WILSON $0 < \omega < 0,5$ aunque recientemente tomar $\omega = 0,2$ para los terrenos carboníferos.

4.- CRITERIOS DE SOSTENIMIENTO

La plastificación no debe ser considerada como algo indeseable sino como la defensa de los macizos rocosos ante las condiciones de trabajo que impone la construcción de obras subterráneas.

Actualmente las obras subterráneas son cada día más difíciles. Ejemplo de ello es el túnel de SEIKAN, el más largo del mundo, entre las islas de Honshu y Hokkaido y el recientemente inaugurado paso bajo los Alpes que une Francia e Italia que ha sido seguramente el túnel con mayor recubrimiento que se ha construido. En el futuro estas situa-

ciones serán más frecuentes y por lo tanto la plastificación estará cada día más presente en las obras subterráneas.

Ya hemos señalado que el colocar sostenimientos cada vez más resistentes no solo no es una buena solución sino que es un desastre económico; por ello vamos a indicar a continuación algunos principios que deben seguirse si se quiere conseguir un sostenimiento seguro y eficaz.

4.1.- Conservar la cohesión del macizo

La filosofía fundamental del Nuevo Método Austriaco radica en buscar la colaboración de la roca para que ella misma sea un autentico sostenimiento de las obras a realizar. Esto implica que durante la excavación se conserven lo más íntegramente posible los parámetros resistentes del macizo rocoso. Entre ellos posiblemente el más importante de todos sea la cohesión, pues como ilustra la figura 19 en un medio con $C \neq 0$ y $\beta = 0$ es posible que exista un equilibrio sin sostenimiento lo cual no ocurre cuando $C = 0$ y $\beta \neq 0$.

Para conservar la cohesión de los macizos rocosos es necesario emplear métodos de excavación cuidadosos tales como el empleo de minadores de brazo en las rocas de tipo blando o medio, fig. N° 20, y en las de tipo fuerte tuneladoras o las técnicas de pre-corte, fig. 21 y fig. 22.

4.2.- Aprovechar la dilatación

Hemos visto, en el apartado 2.2 la gran importancia que tiene la dilatación en el comportamiento al corte de los macizos rocosos. La dilatación está asociada a pequeñas deformaciones lo cual implicará, que para aprovechar este efecto es preciso colocar un sostenimiento lo más rápidamente posible y con

una rigidez importante para que entre en carga ante las pequeñas deformaciones que va a sufrir el macizo rocoso.

Este papel lo juegan perfectamente los bulones anclados con resina, dig. N° 22, pues tienen un tiempo de fraguado de unos pocos minutos transcurridos los cuales normalmente en un ensayo a tracción fig. 23 es imposible hacer deslizar el anclaje, fig. 24.

4.3.- Aumentar el confinamiento

La dilatación solo podrá ser aprovechada si el terreno permanece en el estado elástico, pero por lo que se refiere al objeto de esta exposición la situación normal de los terrenos será la plastificación con movimientos importantes de terreno. En estos casos ya hemos visto que el confinamiento entre los distintos bloques de roca hace aumentar la resistencia del macizo. En este caso resultan particularmente interesantes los sostenimientos activos no rígidos como el gunitado, fig. 25, los SPLIT-SET fig. 26, 27 y 28 y los bulones anclados con cemento fig. 29, 30, 31 y 32.

Del gunitado sólo hay que señalar que su uso está tan extendido que muchas veces se asocia automáticamente su uso al empleo del Nuevo Método Austriaco.

Los SPLIT-SET han tenido una aparición fulgurante al final de los años 70 y constituyen un excelente sostenimiento elasto-plástico que presenta el inconveniente de la débil carga que puede aceptar por bulón, situada entorno a las 11 t. Es un excelente sostenimiento provisional que asegura una correcta interacción con el terreno.

Los bulones anclados con cemento son conocidos desde que se implantó el procedimiento PERFO pero - que se han visto relanzados recientemente con la -- aparición de los cartuchos CEMBOLT que hace el sistema mucho más operativo. Estos pernos cuestan menos que los anclados con resina y su fraguado es -- progresivo facilitando con ello la interacción con el terreno.

En unas pruebas realizadas recientemente en Fe brero de 1.982 en el Tunel de ENTERRERGUERAS, que - está incluido en la autopista ASTURIAS - LEON, se - efectuaron trece ensayos de tracción con carga de - hasta 15 t sobre pernos corrugados de 25 mm de diámetro y 4 m de longitud obteniéndose los siguientes resultados :

BULON	Nº DE CARGAS "CEMBOLT"	RESISTENCIAS OBTENIDAS (t)		
		A 3 HORAS	A 20 HORAS	A 44 HORAS
1	8	15	-	-
2	6	-	-	15
3	8	-	-	15
5	8	12 (*)	-	15
6	7	-	15	-
7	5	15	-	-
8	8	15 (**)	-	15
9	7	-	15	-
10	6	3	15	15
11	8	-	-	15
12	6	-	3	3
13	7	-	15	-
14	8	-	15	-

* Falló la rosca

** Deslizó mas de 6 cm.

Los terrenos en los que se realizó el ensayo corresponden al carbonífero y están constituidos por pizarras arcillosas. El frente tenía un RMR= 40 según la clasificación de Bieniawski.

A las 3 Horas el 50% de los bulones llegó a las 15 t.

A las 20 Horas el 88% de los bulones llegó a las 15 t.

A las 44 Horas el 92% de los bulones llegó a las 15 t.

Estos resultados, de acuerdo con las experiencias que retiene en este tipo de terrenos, pueden calificarse de excelentes. Sobre todo merece la pena destacar el hecho de que los pernos que a corto plazo dieron una resistencia inferior a la del ensayo, N^{OS} 5 y 10, alcanzaron la carga límite a las 44 Horas lo cual avala la validez del fraguado progresivo frente a las deformaciones del macizo.

4.4.- Evitar las disimetrías tensionales

Hemos visto en el apartado 3.2 que una distribución asimétrica de tensiones produce picos de presión muy fuertes y zonas con tracciones. Resulta imposible convertir un campo tensional asimétrico en otro simétrico; pero si la excavación y el sostenimiento se realizan sin cuidado podemos distorsionar el campo tensional provocando efectos indeseados como el que se muestra en la figura N^o 33.

Una medida eficaz para evitar estos problemas consiste en asegurar un perfecto contacto entre el macizo rocoso y el sostenimiento. En el caso de emplear sostenimientos convencionales (hormigón, dovelas, cuadros metálicos...) es rellenar perfectamente los huecos que se crean en el trasdós del sosteni-

e incluso realizando una inyección a baja presión. Esta medida contribuye a mejorar el confinamiento del macizo rocoso y por lo tanto a aumentar su resistencia.

5.- CONCLUSIONES

La plastificación es la respuesta de las rocas cuando el campo tensional rebasa el límite elástico del macizo rocoso. La posibilidad de plastificación se acrecienta al aumentar la profundidad a que están trazadas las excavaciones y va acompañado de una pérdida de resistencia y aumento de la deformación que lleva consigo una reducción de la sección.

Esta reducción de sección puede ser prevista empleando los medios de cálculo actualmente disponibles ya sea por aplicación del Método de Los Cementos Finitos o, manualmente, aplicando por ejemplo la teoría de WILSON.

La plastificación no debe ser considerada como un aspecto negativo en la construcción de túneles y galerías antes al contrario, hay que tenerla presente a la hora de diseñar un sostenimiento para que este sea seguro y eficaz.

6.- BIBLIOGRAFIA

BARTON, N.
The shear strength of rock and rock joints.
International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
Pergamon Press, 1976, Vol 13 pg. 225/279.

BIENIAWSKI, Z.T.
Estimación de la resistencia de las rocas.
Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy. Marzo 1974.

HOEK, E.; BROWN, E. T.
 Empirical Strength Criterion for Rock Masses.
 Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE.
 GT9, Sep. 1980.

PANET, M
 Mecanique des Roches appliquee aux ouvrages du Genie Civil
 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris 1977

WILSON, A.H.
 Effet des zones de deformation plastique sur la maîtrise -
 de la teneur des terrains.
 6^{eme} Conference Internationale sur les pressions de terrains
 Banff, Canada Sep. 1977.

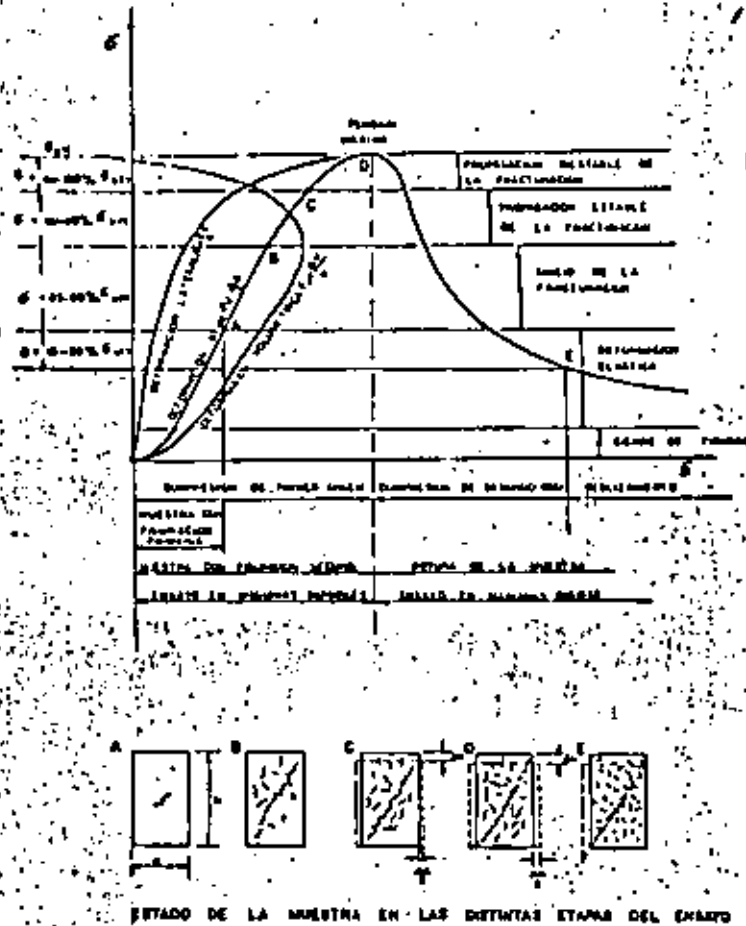


Fig. 5 - CURVA TIPICA DE UN ENSAYO A COMPRESION SIMPLE SERVOCONTROLADO

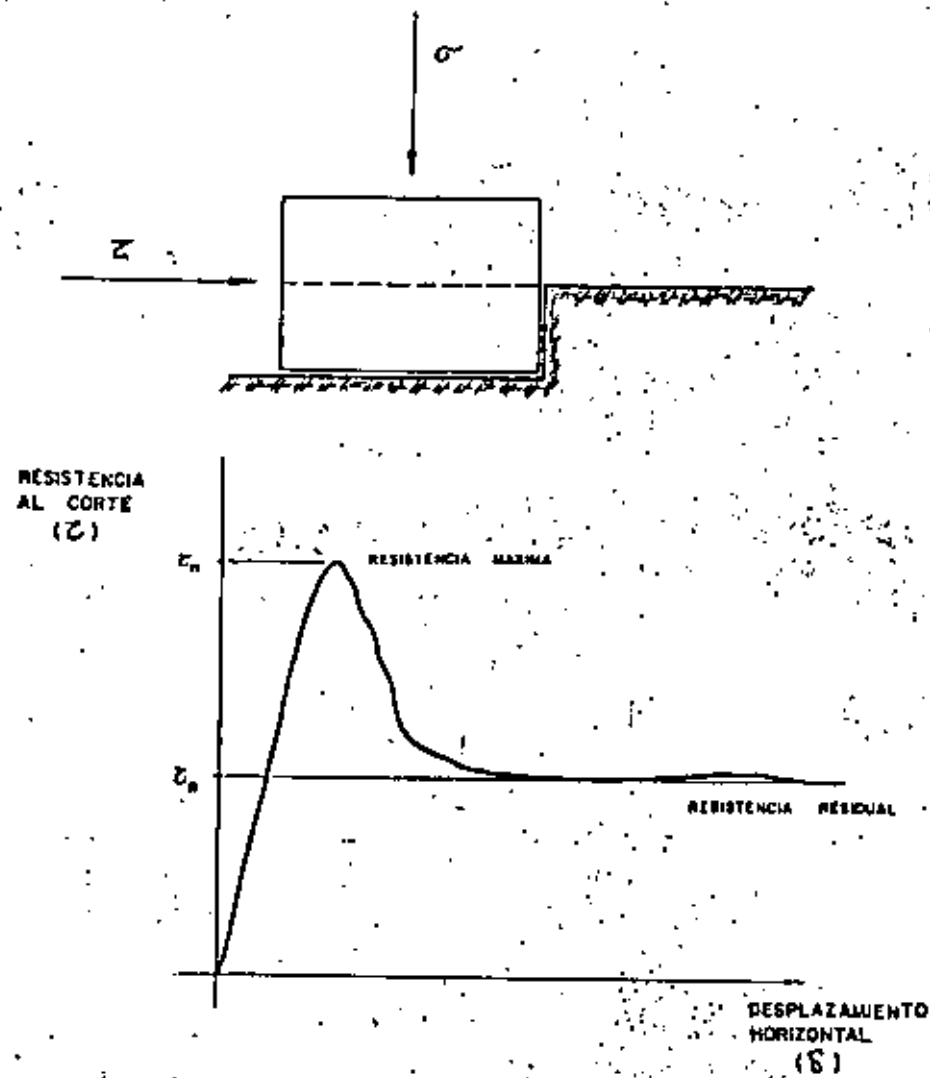


Fig. 6 ENSAYO DE CORTE Y CURVA TIPICA

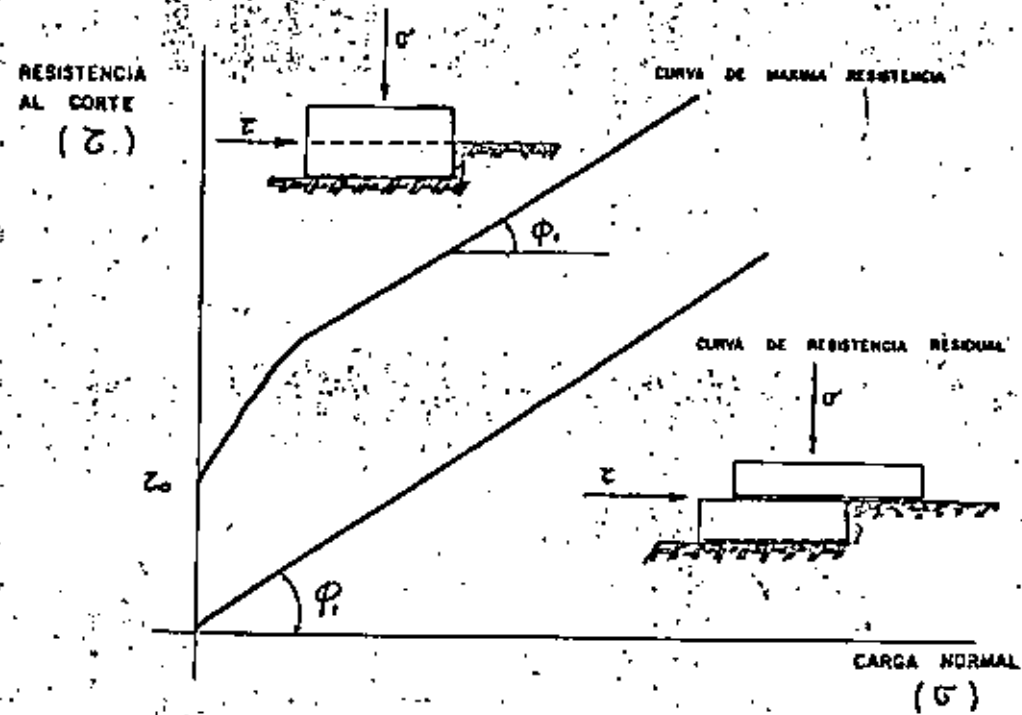


Fig. 7 CURVAS DE RESISTENCIA INTRINSECA Y RESIDUAL PARA ROCAS INTACTAS



RESISTENCIA AL CORTE (τ)

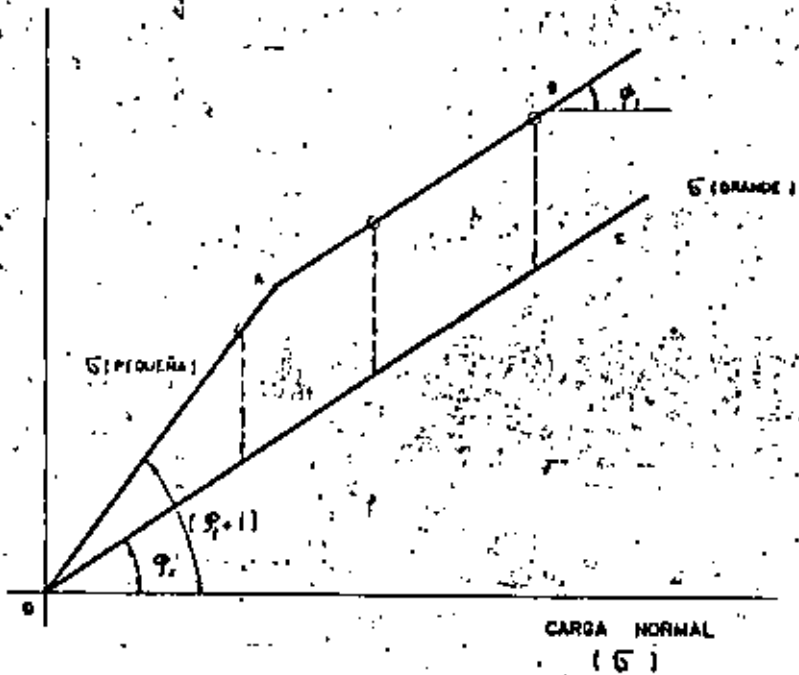


Fig. 8 CURVAS DE RESISTENCIA INTRINSECA PARA ROTURA SEGUN SUPERFICIES DENTADAS

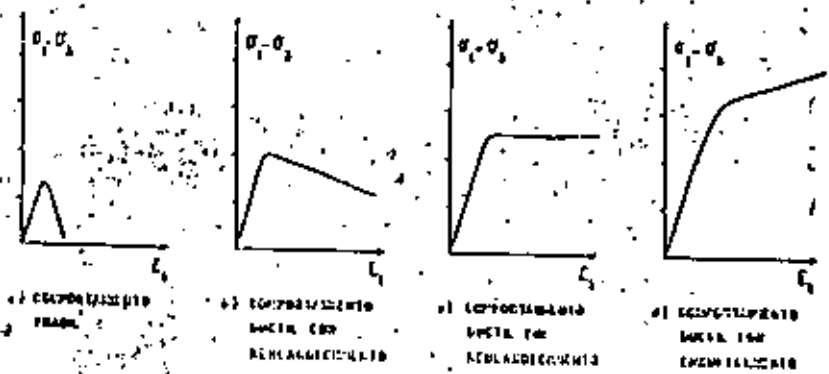
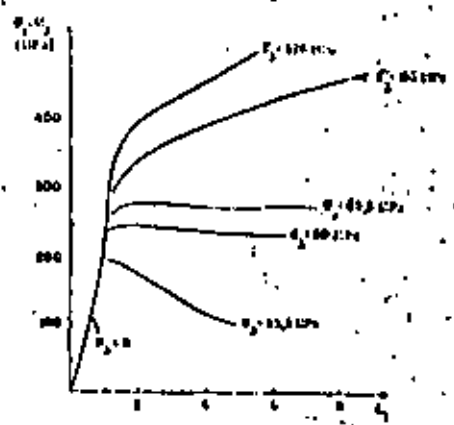


Fig. 9 EFECTO DE LA TENSION DE CONFINAMIENTO (σ_3) SOBRE EL COMPORTAMIENTO MECANICO DE LAS ROCAS A COMPRESION

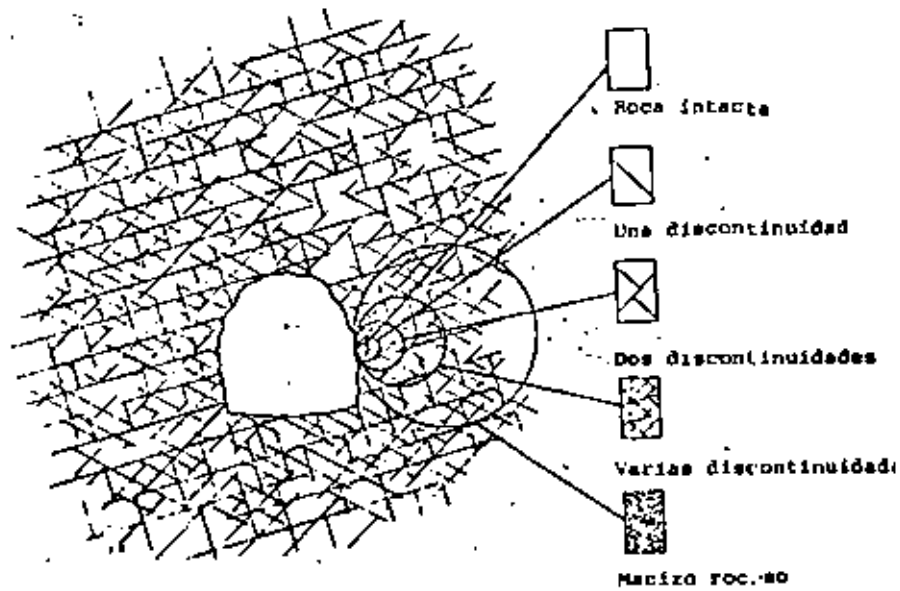


Fig. N°10 Transición de roca intacta a macizo rocoso

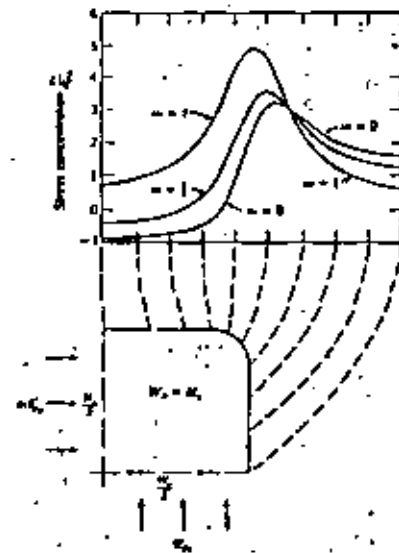
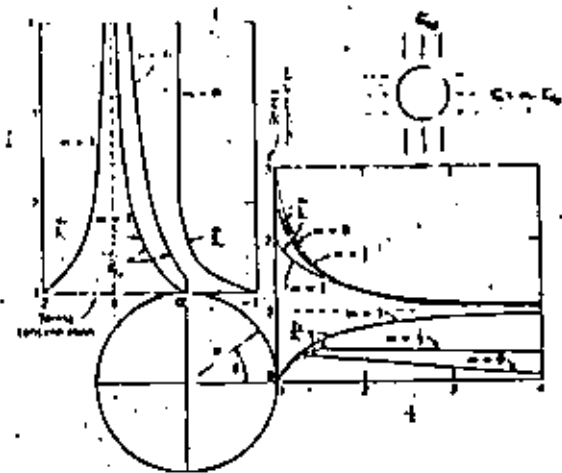
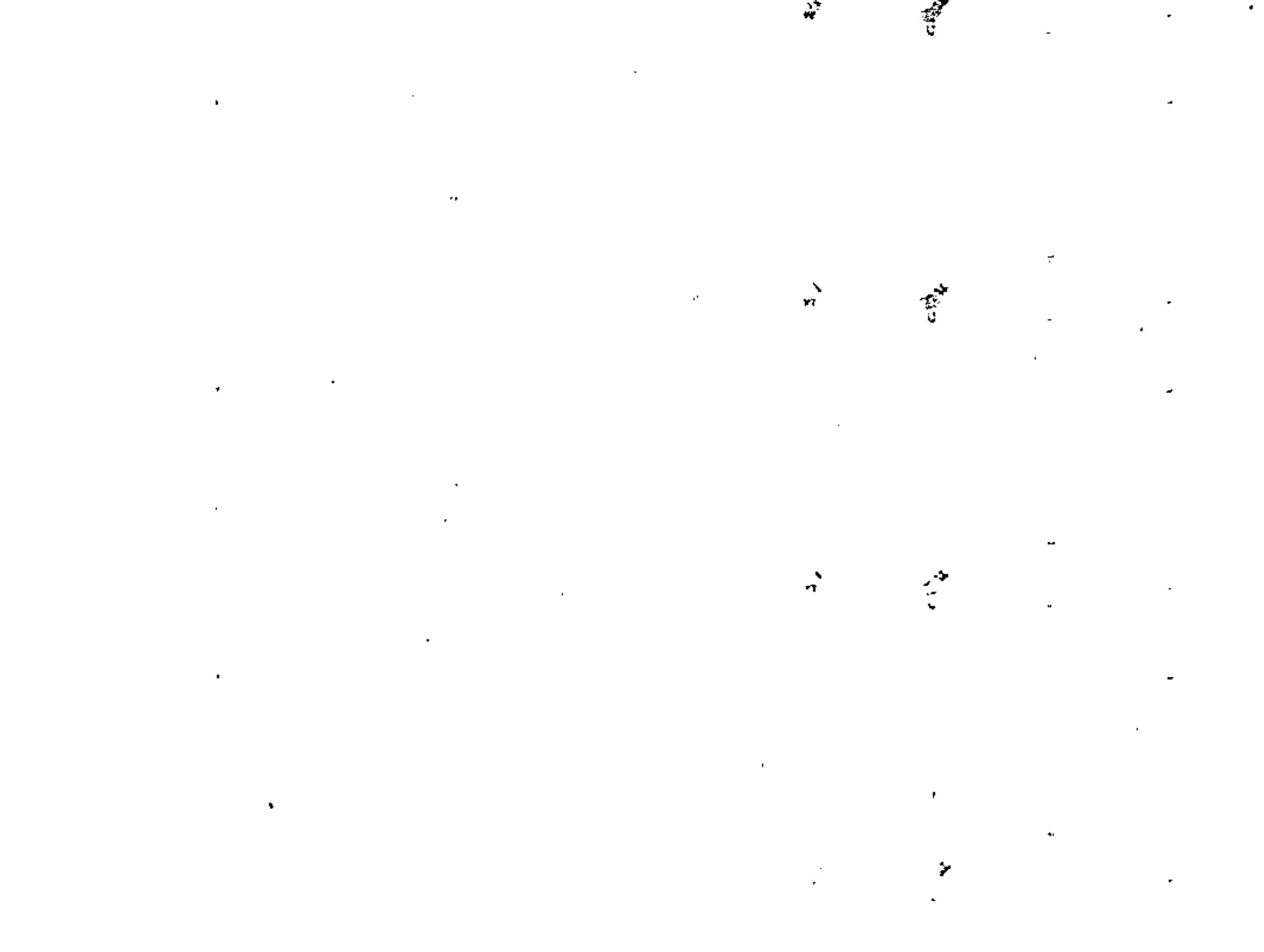


Fig. N°12 Influencia del estado tensional sobre el pico de presión en una galería



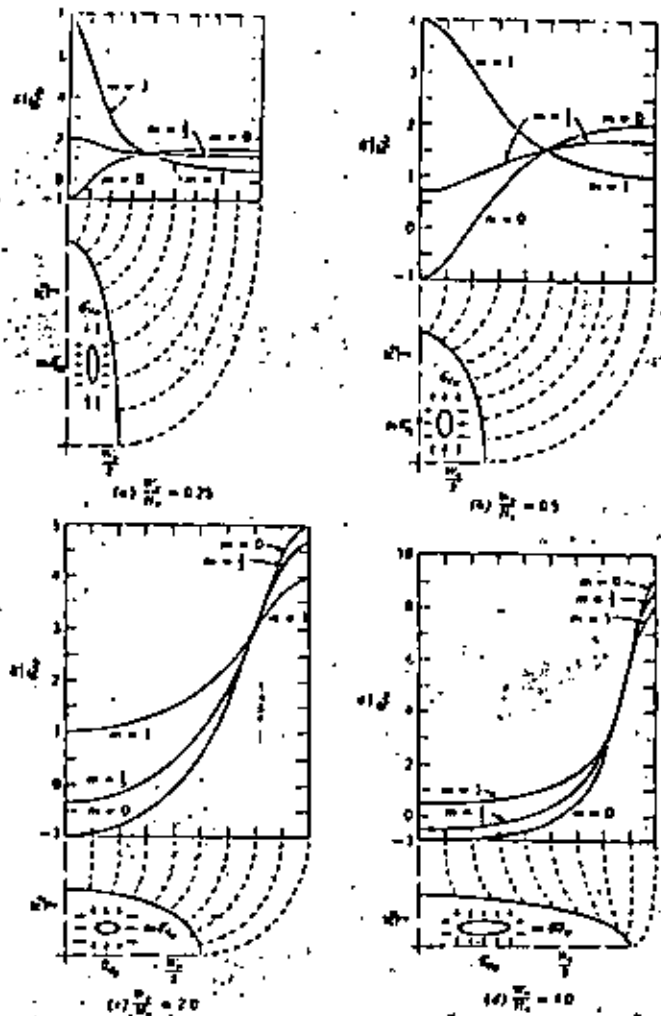


Fig. N°13. Efecto de la sección de una galería elíptica sobre la distribución de tensiones

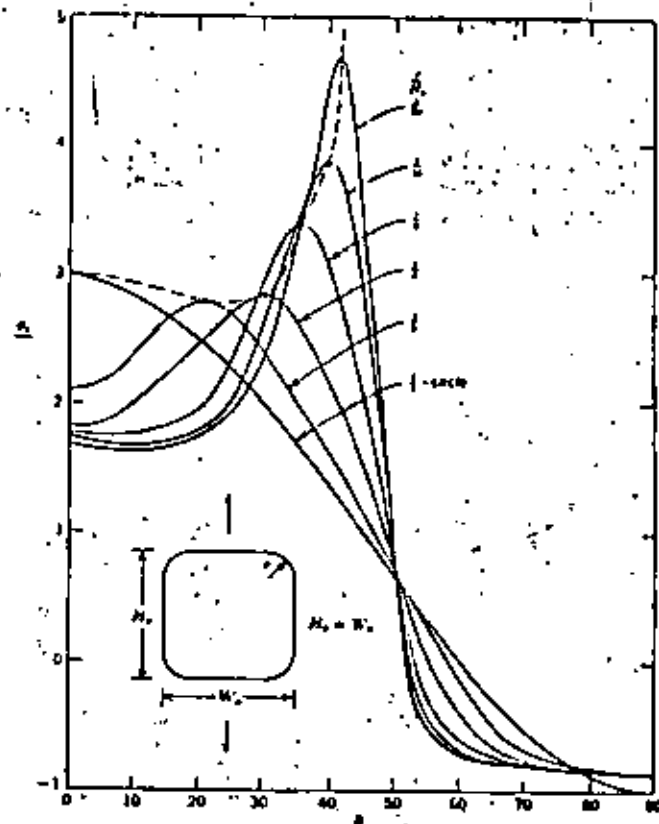


Fig. N°14. Efecto del radio de curvatura en las esquinas de una galería rectangular sobre el estado tensional

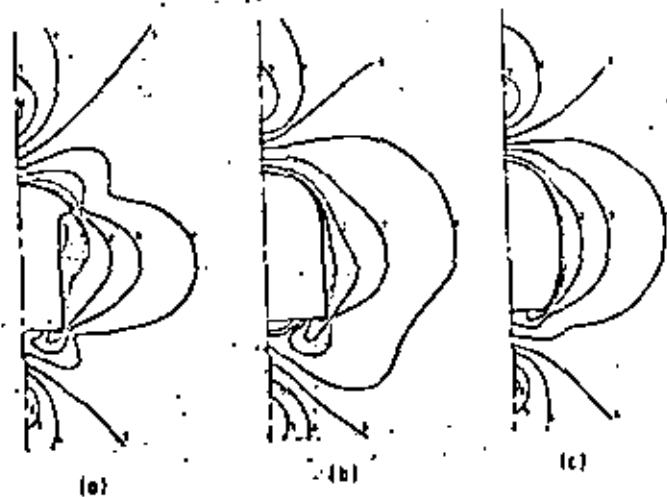


Fig. N°15 Efecto del diseño de una estructura sobre el estado tensional.

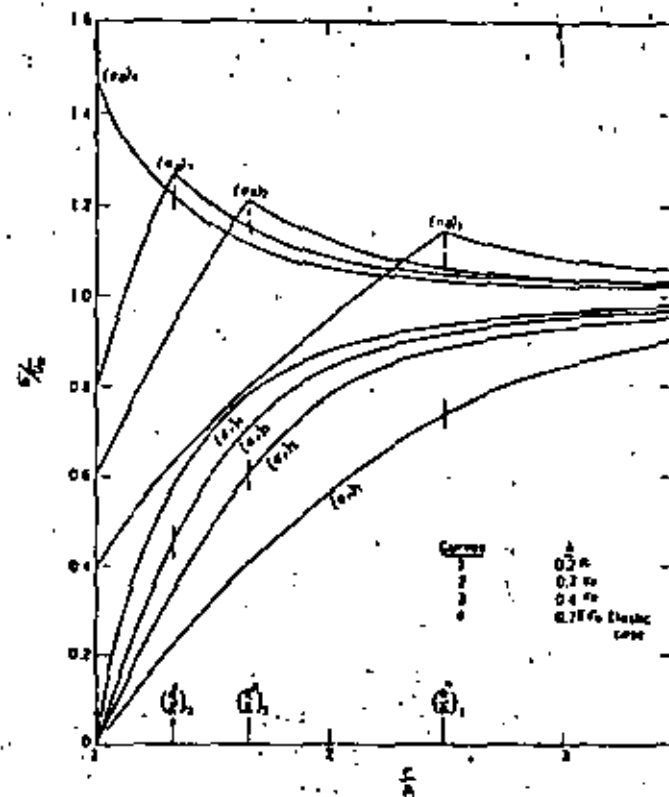


Fig. N°17 Distribución de tensiones en una cavidad esférica según la intensidad de la plasticificación

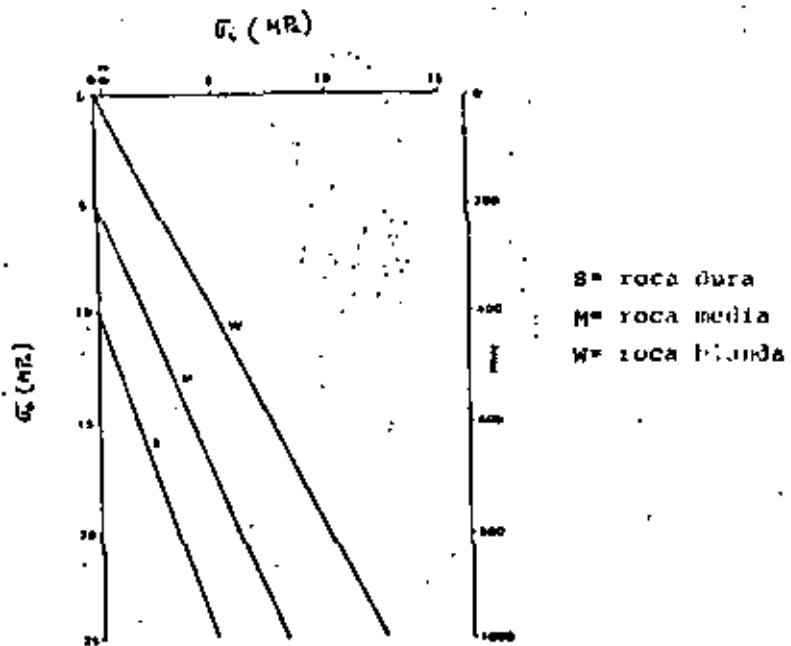
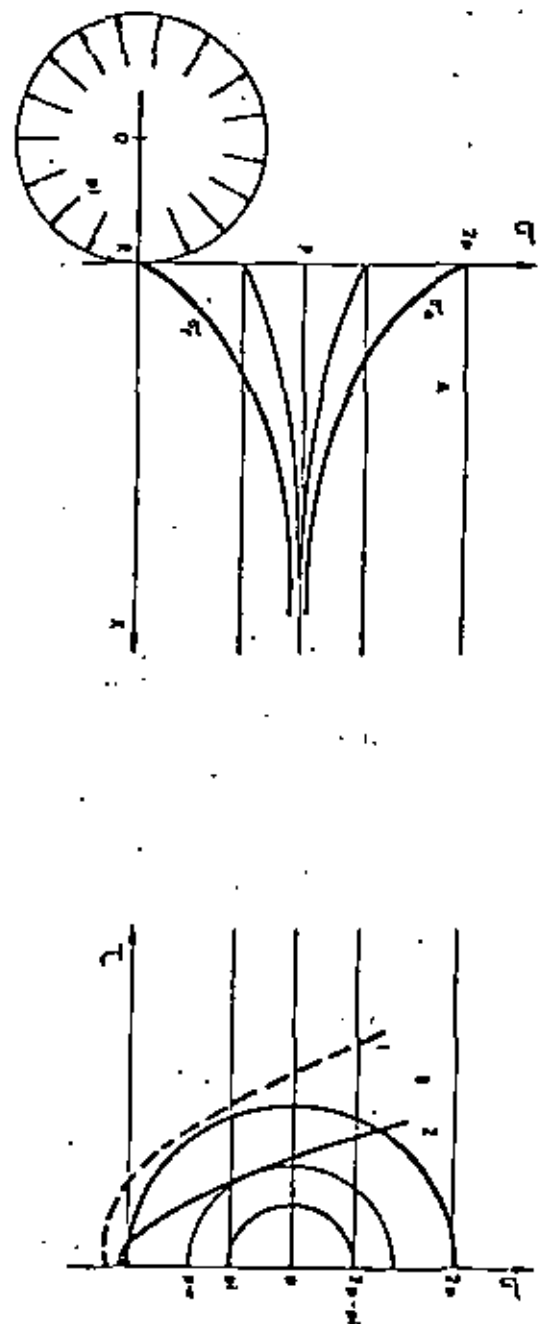


Fig. N°18 Presión necesaria del sostenimiento para evitar la plastificación

Fig.19 EFECTO DE LA COHESION SOBRE EL SOSTENIMIENTO





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION**

CONCEPTO Y UTILIZACION DE UN SOSTENIMIENTO EN MINERIA

LA PLASTIFICACION Y SUS CONSECUENCIAS

TECNICAS DE CAMPO PARA LA CARACTERIZACION DE MACISOS

DR. BENJAMIN CELADA TAMAMES

JULIO, 1982

CONCEPTO Y UTILIZACION DE UN SOSTENIMIENTO EN MINERIA

Benjamín Celada Tamames
Doctor Ingeniero de Minas

- 1.- Introducción
- 2.- Concepto del sostenimiento
 - 2.1. Interacción de una galería sobre terreno elástico
 - 2.2. Interacción de una galería sobre terreno elasto-plástico
 - 2.3. Efecto del tiempo
- 3.- Características del sostenimiento en minería
 - 3.1. Coeficientes de seguridad
 - 3.2. Presiones de los terrenos-características de las rocas
 - 3.3. Utilización de la estructura
- 4.- Solicitaciones del sostenimiento
 - 4.1. Tensiones naturales
 - 4.2. Tensiones sobre una galería en régimen elástico
 - 4.3. Tensiones " " " " elastoplástico
 - 4.4. Tensiones inducidas
- 5.- Control del sostenimiento
 - 5.1. Convergencia en túneles y galerías de infraestructura
 - 5.2. Convergencia en galerías de tajo
 - 5.2.1. Convergencias en galerías de tajo a profundidad moderada
 - 5.2.2. Convergencias en galerías de tajo a gran profundidad
 - 5.3. Convergencias anormales
 - 5.3.1. Galerías bajo tajos ya explotados
 - 5.3.2. Galerías bajo macizos
 - 5.3.3. Paradas de los tajos
 - 5.4. Provisión de expansiones
 - 5.5. Criterios de control
- 6.- Conclusiones

CONCEPTO Y UTILIZACION DE UN SOSTENIMIENTO EN MINERIA

Benjamín Celada Tamames
Doctor Ingeniero de Minas

1.- Introducción

Desde hace muchos siglos los mineros han trabajado en el interior de la tierra para extraer recursos naturales. Esta actividad ha sido compartida en una pequeña parcela con los responsables del proyecto de obras públicas ya que se recurrió a los túneles para aliviar los trazados de ferrocarriles y carreteras. En los últimos años han aumentado los creadores de huecos en el interior de la tierra con la realización de fábricas y centrales eléctricas subterráneas así como instalaciones militares y grandes depósitos de materiales combustibles.

En todos estos casos se crean huecos en el interior cuya estabilidad debe ser garantizada durante todo el tiempo en que se van a utilizar; de aquí resulta el concepto de sostenimiento entendiéndose como tal "el conjunto de medidas a adoptar para garantizar adecuadamente la estabilidad de una estructura subterránea".

El estudio del sostenimiento de galerías y túneles constituye el objetivo de este curso y será tratado en dos grupos de conferencias dedicándose las seis primeras a las estructuras mineras y las cinco siguientes a las obras de ingeniería civil.

2.- Concepto del Sostenimiento

Hemos dicho que el objetivo del sostenimiento es aportar estabilidad de forma eficaz lo cual presupone tener en cuenta la deformación que va a sufrir la estructura sostenida que debe ser

compatible con el servicio que debe prestar: galerías de retorno, galerías de transporte ... En Ingeniería Civil, hasta hace pocos años, el concepto de sostenimiento era independiente de las deformaciones del terreno; esto daba lugar a concebir unos sostenimientos extraordinariamente resistentes y que trabajaban dentro del dominio elástico. Esta filosofía no se ha podido mantener dado que las exigencias dimensionales de las obras son cada día mayores y las características de los terrenos a excavar han empeorado al realizar obras cada día más audaces.

Por el contrario en la Minería las deformaciones de las galerías han estado presentes en la vida diaria de los responsables de la explotación, la práctica de las estajas es tan admirable como antigua. Fig 1 y 2.

Pero si bien es cierto que en la Minería se ha trabajado de siempre con métodos que hoy son los ortodoxos, no es menos cierto que, salvo honrosas excepciones, hasta los años 50 no se empezaron a elaborar teorías concretas que permitieran generalizar las fructíferas experiencias habidas.

Hoy para poder explicar adecuadamente el trabajo de un sostenimiento, que conceptualmente ya es el mismo en Minería y en Ingeniería Civil, hay que hablar de interacción entre el terreno y el sostenimiento.

2.1. Interacción en una galería sobre terreno elástico

Supongamos un macizo rocoso perfectamente elástico, sometido a un campo de tensiones hidroestático con una presión de campo σ_v y admitamos que se excava en él instantáneamente una cavidad cilíndrica de radio r_0 , infinitamente larga, y que se coloca instantáneamente un sostenimiento infinitamente delgado y rígido. Evidentemente la presión sobre la galería será σ_v y no se habrán producido deformaciones.

Si ahora el sostenimiento se va contrayendo, al expan

sionarse los terrenos que rodean la galería la presión sobre ella irá disminuyendo según la ley elástica

$$\sigma_r = \sigma_v - \frac{E}{1+\nu} \cdot \frac{\delta}{r_0} \quad (1)$$

donde E y ν son los parámetros elásticos de la roca y δ la deformación radial de la galería.

En la figura 2 está representada la ecuación (1) que es una recta. La presión σ_v será nula para

$$\delta_f = \sigma_v \cdot r_0 \cdot \frac{\nu}{E} \quad (2)$$

si esta deformación es compatible con la utilización que se va a dar a la galería podemos afirmar que la galería sería estable sin revestimiento.

Si en un momento dado de la deformación libre, cuando se ha producido una deformación δ_0 , se coloca un sostenimiento de rigidez K_r , que inicialmente no está puesto en carga, se alcanzará un punto de equilibrio definido por una presión σ_{re} y una deformación δ_e .

Esto nos da un criterio de dimensionamiento, ya que fijando una deformación máxima admisible δ_m , a partir de la rigidez del sostenimiento de que disponemos K_r , podemos saber en que estado de deformación radial δ_0 debemos colocar el sostenimiento y la tensión radial σ_{re} que deberá soportar en estado final.

Este sencillo ejemplo ilustra la filosofía actual del sostenimiento que está fundada en cuatro etapas claras:

- 1.- Establecer el modelo que sigue la estructura en el proceso de deformación.
- 2.- Dada una deformación máxima admisible en la galería y -

la característica del sostenimiento, determinar el momento de colocación del sostenimiento cuando se ha producido una determinada deformación.

- 3.- Controlar la deformación de la galería para establecer el momento en que debe colocarse el sostenimiento.
- 4.- Controlar la interacción sostenimiento-roca para comprobar que se cumple el modelo de cálculo.

Ante esto debe surgir la pregunta de si es válida la típica regla minera "el sostenimiento al corte". La respuesta es afirmativa pero añadiendo que las condiciones en que se trazan hoy las galerías son mucho más difíciles que antes y las situaciones no son homogéneas. Cuando las explotaciones se desarrollaban a poca profundidad, las presiones eran pequeñas y el sostenimiento sólo jugaba el papel de escudo protector contra caída de costeros o derrabes individualizados por las discontinuidades del macizo rocoso o por los nocivos efectos de una "pega" generosamente dimensionada. La figura 3 ilustra esto adecuadamente. Hoy, si el tiempo de autoaporte de las rocas lo permite, el sostenimiento debe colocarse para resistir adecuadamente las presiones. Si el tiempo de autoaporte es pequeño hay que recurrir a un sostenimiento auxiliar y otro definitivo o si se coloca el definitivo directamente hay que prever estajas.

2.2. Interacción en una galería sobre terreno elasto-plástico

Normalmente en las profundidades que hoy en día son habituales en minería (800-1200m) las rocas no pueden mantenerse en estado elástico y alrededor de la galería se crea una corona de terrenos plastificados con una resistencia residual mucho menor que la de los terrenos que están en dominio elástico. A medida que nos adentramos en el interior del macizo se crea, por simple rozamiento, un estado de confinamiento que hace aumentar la resistencia de la roca y, normalmente, se llega a encontrar a una cierta distancia --

del centro de la excavación a partir de la cual los terrenos se mantienen en el dominio elástico.

En el caso del comportamiento elastoplástico la representación gráfica de la relación (σ_r, δ) es una curva conforme se indica en la figura 4 (1). Puede suceder que la curva característica (σ_r, δ) corte al eje de abscisas en cuyo caso, si la deformación es admisible para el uso que se va a dar a la galería, ésta es teóricamente estable sin sostenimiento. (Curva a).

Normalmente al llegar a un estado crítico de deformación δ_c el "aflojamiento" (expansión) del macizo rocoso es tal que se pierde el efecto de confinamiento, la roca del perímetro de la galería cae por efectos gravitatorios y es necesario aportar presiones crecientes para estabilizar la galería pero con deformaciones crecientes. (Curva b). Este es el tipo normal de interacción terreno-sostenimiento que se encuentra en túneles y galerías y, en este caso, la elección del sostenimiento en cuanto a su rigidez y en cuanto al momento de su colocación tiene una importancia capital; conforme se ilustra en la figura 5. Se observa que tanto para un sostenimiento rígido como para otro flexible es posible obtener un punto de equilibrio con una tensión y deformación mínimas; pero, en este caso, el sostenimiento flexible deberá ser colocado mucho antes que el rígido. Si se deja deformar la galería hasta δ_3 en el caso de que se emplee un sostenimiento flexible no se alcanzará el equilibrio y la galería se hundirá. Si el sostenimiento es rígido y se coloca cuando la galería ha sufrido una deformación δ_4 pasará lo mismo. Por último si ambos sostenimientos se colocan cuando la galería se ha deformado δ_1 las presiones de equilibrio serán superiores a la crítica y mayor la del sostenimiento rígido que la del flexible. Esto, a igualdad de coeficiente de seguridad supone un mayor coste de sostenimiento.

2.3. Efecto del tiempo

7

Hasta ahora hemos supuesto que la respuesta del macizo rocoso a la excavación y al sostenimiento era instantánea lo cual no es cierto pues la deformación del macizo rocoso ante la tensión tiene una inercia que puede modelizarse adecuadamente mediante modelos reológicos (2). En este caso hay que considerar la variable tiempo y la representación del fenómeno resulta tridimensional conforme se indica en la figura 6. En esta figura se muestra el proceso de deformación de una galería que está sin sostener un tiempo t_1 pasando de la deformación inicial δ_0 a δ_1 , y a partir de este estado se alcanza el equilibrio con una deformación a tiempo infinito δ_1 .

Nótese que cuando se ha hecho la excavación ya se ha producido una deformación de la galería. El terreno no está deformado hasta unos metros por delante del frente. Panet (3) ha determinado que en el caso de un comportamiento elástico de una galería circular, en el frente se ha producido $\frac{1}{3}$ de la deformación final. Figura 7.

3.- Características del Sostenimiento en Minería

Podemos establecer una clasificación de los sostenimientos que se deben diseñar basándonos en la duración de estructura. Así distinguiremos entre estructuras de estabilidad permanente (explotaciones por cámaras y pilares no hundidos, túneles, instalaciones industriales subterráneas, galerías de infraestructura en mina...) y estructuras de estabilidad temporal (cámaras y pilares hundidos, galerías de explotación, talleres de explotación...). En general podemos afirmar en las estructuras de estabilidad permanente el sostenimiento está confiado a un elemento extraño a la roca a sostener pero de características resistentes perfectamente conocidas como es el hormigón. En las estructuras de estabilidad temporal el sostenimiento se logra siempre haciendo colaborar un elemento resistente extraño con la propia roca.

8

Hasta ahora hemos expuesto los principios elementales de la filosofía actual del sostenimiento, a continuación vamos a ocuparnos de las características particulares de los sostenimientos utilizados en minería.

3.1. Coeficiente de Seguridad

Las numerosas estructuras que el hombre crea en el interior de la Tierra pueden ser clasificadas según el tiempo durante el cual vayan a ser utilizadas. Así se puede distinguir entre estructuras de estabilidad permanente y temporal. La frontera entre estos dos grupos no está claramente definida pero hay ejemplos que pueden aclarar esta idea. En la figura nº 8 se muestra una parte de un túnel un poco especial; se trata del super-sincrotrón del CERN instalado en Suiza en el que las partículas atómicas se aceleran hasta alcanzar velocidades próximas a las de la luz. La estabilidad de esta estructura debe ser total, los coeficientes de seguridad muy elevados y los costes del sostenimiento tienen un papel secundario.

En la figura nº 9 se puede ver el hundimiento detrás de un tajo largo; aquí la duración de la estructura es mínima ya que es necesario que tras el desplazamiento del sostenimiento el techo se hunda inmediatamente. Nos encontramos en un caso en el que el coeficiente de seguridad es próximo a la unidad y los costes del sostenimiento tienen una importancia primordial.

3.2. Presiones de los terrenos-características de las rocas

El concepto de estabilidad en minería no puede ir dissociado del binomio presiones-resistencias. Una pizarra media con resistencia a compresión de $\sigma = 30 \text{ Mpa}$ (300 Kg/cm^2) puede proporcionar una excelente estabilidad a una galería situada a 200 m de profundidad pero, sin duda, creará graves problemas si la profundidad supera los 1000 m. La figu-

ra n° 10 muestra una galería de silvinita a 300 m y la n° 11 otra semejante pero a 1000 m de profundidad.

La roca es el elemento fundamental del sostenimiento ya que, normalmente, tiene unas características mecánicas muy superiores a los sostenimientos empleados. La gran mayoría de las rocas poseen una resistencia a compresión $\sigma_c > 25$ MPa mientras que ese valor es el límite superior de resistencia de los hormigones normalmente utilizados. Sin embargo aunque las rocas tienen una escasa resistencia a tracción, del orden del 5% de σ_c , todavía será este valor superior al esfuerzo resistente de los sostenimientos empleados en minería que difícilmente pueden pasar de 0,3 MPa.

Así las cosas, las rocas que rodean las galerías deben ser consideradas como los mejores elementos resistentes y deben cuidarse con esmero las condiciones que favorecen el trabajo de las rocas. Por ello es un objeto esencial del diseño de un sostenimiento EVITAR LAS TENSIONES DE TRACCION lo cual se puede lograr escogiendo una forma adecuada para la estructura a sostener. Por otro lado SI LA ROCA ES EL ELEMENTO ESENCIAL DEL SOSTENIMIENTO es preciso intentar no degradar sus características y recurrir a métodos de ejecución que sean apropiados como el uso de voladuras controladas, los minadores continuos y arranque hidráulico.

3.3. Utilización de la estructura

El proyecto de un sostenimiento debe tener muy en cuenta la utilización que se va a dar a la galería y que esto condiciona la forma y sección útil de la galería y por lo tanto el diseño del sostenimiento. La figura n° 12, muestra una galería de tajo donde se ha conservado la integridad del techo para favorecer las labores de relleno.

Si se hubiera mantenido un sistema tradicional de sostenimiento a base de cuadros, hubiera sido necesario franquear el techo de la galería para mantener la estabilidad

de los cuadros tras el nicho superior del tajo.

Las deformaciones de las galerías deben preverse cuidadosamente, porque salvo unos costos de conservación desorbitados, unas deformaciones mínimas pueden hacer difícilmente utilizable una galería. Tal es el caso de las galerías de transporte principal que, si se hace por bandas transportadoras, exigen conservar unos galibos y alineación precisos. Si el transporte se hace por vagonetas debe mantenerse una pendiente lo más uniforme posible y sin badenes so pena de hacer muy peligroso el transporte al variar los esfuerzos de gancho exigibles y la adherencia disponible más allá de los límites normales.

Las galerías deben cumplir una misión importante pero muchas veces olvidada: servir de medio de conducción al aire de ventilación. Esto exige que las deformaciones estén limitadas para garantizar una sección de paso adecuado.

Otro factor importante es el tiempo de utilización de la estructura ya que el paso del tiempo, como luego veremos, no favorece en nada a la estabilidad de las galerías por la degradación que se produce en las rocas y en los elementos de sostenimiento.

A título de ejemplo podemos estimar la duración aproximada de las galerías más frecuentes:

Galerías de estructura de planta	5/10 años
Galerías de estructura de cuartel.....	2/3 años
Galería de tajo	0,5/2 años

4.- Solicitaciones del sostenimiento

Uno de los capítulos más importantes para el diseño del sostenimiento lo constituye el conocimiento de las sollicitaciones que va a sufrir el sostenimiento. Tratarémos brevemente sobre

las tensiones naturales, las inducidas y la degradación del sostenimiento.

4.1. Tensiones naturales

Al hablar sobre la distribución de tensiones en el interior hemos dicho que como norma general

$$\sigma_v = \int_0^h \gamma \cdot dz \quad (3)$$

y $\sigma_x = \sigma_y = K \sigma_v$ siendo $0 < K < 1$ (4)

Si el medio se comporta elásticamente y, en el macizo virgen no hay posibilidad de deformaciones laterales, se cumple que

$$K = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (5)$$

como usualmente $0,25 < \nu < 0,35$ resulta

$$0,33 < K < 0,54 \quad (6)$$

Si el macizo es un medio pulverulento sin cohesión

$$K = \frac{1}{2} = \frac{1-\text{sen}\phi}{1+\text{sen}\phi} \quad (7)$$

Este estado tensional suele ser correcto en las profundidades a que normalmente se desenvuelve la minería sedimentaria.

Este es el estado natural de tensiones en un macizo virgen pero ya hemos dicho que existe un proceso de redistribución de tensiones alrededor de una galería; vamos a ver ahora como se pueden cuantificar según que la roca esté en régimen elástico o plástico.

4.2. Tensiones sobre una galería en régimen elástico

Cuando se excava una galería se perturba la distribución tensional existente descargándose el terreno que rodea la galería y cargándose, en consecuencia, los terrenos contiguos produciéndose una concentración de tensiones que supera las del campo tensional. Si la concentración de tensiones no supera el criterio de rotura adoptado la roca permanece en estado elástico. La figura 13 muestra una galería en régimen elástico en la que no es preciso utilizar sostenimiento alguno. En la figura nº 14 se muestra la distribución de tensiones en una galería circular, sometida a un campo tensional hidroestático, que se comporta elásticamente. Las ecuaciones de las tensiones en coordenadas polares son:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_v \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2} \right) \\ \sigma_\theta &= \sigma_v \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2} \right) \end{aligned} \quad (8)$$

los valores característicos de esta distribución son:

r	r ₀	2r ₀	3r ₀	6r ₀
σ _r	0	0,75 σ _v	0,88 σ _v	0,97 σ _v
σ _θ	2σ _v	1,25 σ _v	1,12 σ _v	1,03 σ _v

Puede observarse que a una distancia del centro de seis veces el radio la distribución de tensiones es la correspondiente al macizo virgen.

4.3. Tensiones en una galería circular en régimen plástico

Si se supera el criterio de rotura la roca se fragmenta y se forma alrededor de la galería una zona de terrenos fragmentados que aceptan una tensión mayor cuanto mayor sea el confinamiento de las rocas sueltas. A una cierta distancia en el interior del macizo las rocas se comportan elásticamente.

La figura 15 muestra la distribución de tensiones en el caso de una galería circular, sometida a un régimen hidroestático con comportamiento plástico.

Los valores de las tensiones están dados, adoptando como criterio de rotura $\sigma_v = k \cdot \sigma_g + \sigma_c$, por:

ZONA PLASTIFICADA

$$\sigma_r = \sigma_v \left(\frac{r}{r_0}\right)^{k-1}$$

(9)

$$\sigma_\theta = \sigma_v \cdot k \left(\frac{r}{r_0}\right)^{k-1}$$

$$k = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

(10)

siendo los valores característicos

- $2 < k < 3$ para rocas sedimentarias blandas
 $k = 4$ para el carbón y rocas encajantes
 $5 < k < 6$ para las areniscas

ZONA ELASTICA

$$\sigma_r = \sigma_v - B \left(\frac{r_0}{r}\right)^2$$

(11)

$$\sigma_\theta = \sigma_v + B \left(\frac{r_0}{r}\right)^2$$

$$B = \left(\frac{(k-1) \cdot \sigma_v + \sigma_c}{k+1}\right) \left(\frac{2\sigma_v - \sigma_c}{p(k+1)}\right)^{\frac{2}{k-1}} \quad (11)$$

FRONTERA PLASTO-ELASTICA

$$\sigma_r = \frac{2 \cdot \sigma_v - \sigma_c}{k+1}$$

$$\sigma_\theta = \left(\frac{2 \cdot \sigma_v - \sigma_c}{k+1}\right) \cdot k \quad (\text{lado zona plástica})$$

(12)

$$\sigma_\theta = \left(\frac{2 \cdot \sigma_v - \sigma_c}{k+1}\right) \cdot k + \sigma_c \quad (\text{lado zona elástica})$$

$$R = r_0 \left| \left(\frac{2\sigma_v - \sigma_c}{p(k+1)}\right)^{\frac{1}{k-1}} - 1 \right|$$

p es la presión del sostenimiento, que es imprescindible en una galería con comportamiento elasto-plástico. Los sostenimientos usuales en minería pueden aportar las siguientes presiones:

Sostenimiento débil	p = 0,01 MPa
Sostenimiento fuerte	p = 0,1 MPa
Sostenimiento muy fuerte	p = 0,2 MPa

Si se pretende que no exista la zona plastificada $R=0$ debe ser $\frac{2 \cdot \sigma_v - \sigma_c}{p \cdot (k+1)} = 1$ de donde la resistencia del sostenimiento debe ser

$$p = \frac{2 \cdot \sigma_v - \sigma_c}{(k+1)}$$

Para una galería típica con $r_0 = 2,5$ m la frontera elasto-plástica debe estar situada como máximo a 5m del parámetro ya que despreciando la deformación elástica y suponiendo que la expansión plástica sea sólo del 1% la reducción de r calculada por

$$AS = \sqrt{(R^2 - r_0^2)} \cdot 0,01.$$

(14).

Si queremos que la reducción de sección se limite sólo al 10% tenemos

$$\frac{AS}{R \cdot r_0^2} = \frac{R \cdot (R^2 - r_0^2) \cdot 0,01}{R \cdot r_0^2} = 0,1 \text{ es decir}$$

$$R^2 - r_0^2 = 10r_0^2 \quad R^2 = 11r_0^2 \quad R = 3r_0$$

Si $r_0 = 2,5 \text{ m}$ resulta $R = 7,5 \text{ m}$.

4.4. Tensiones inducidas

Las galerías de mina no sólo participan de las tensiones de campo existentes sino que se ven influenciadas por la dinámica de las explotaciones. La fig. n° 10 muestra la distribución de tensiones alrededor de un tajo largo en explotación originados por los movimientos que crea un tajo largo en su avance conforme se muestra en la fig. 16. Debemos recordar que delante de un tajo en explotación se crea una onda de sobrepresión cuyo valor máximo está comprendido entre 2-5 veces el valor correspondiente a la presión de los terrenos. Una galería de tajo debe estar diseñada para que sea capaz de resistir estas sobre presiones ya que, de lo contrario, se originarían notables problemas de conservación de galerías.

Otros elementos que inducen tensiones importantes son los macizos abandonados con anchuras comprendidas entre 3 y 30 m. Si el macizo tiene una anchura inferior a 3m., en condiciones normales, deberá quedar destruido por la dinámica de la explotación y si tiene una anchura superior a 30m. al colocar la galería en el centro del macizo podemos garantizar que no se verá afectada por la acumulación de tensión

en los bordes.

16

Si un macizo abandonado tiene una anchura comprendida entre 3 y 30m. normalmente ejercerá un efecto de sobrepresión sobre cualquier galería situada debajo de él.

5.- Control del sostenimiento

Hemos visto que el diseño del sostenimiento debe cubrir un compromiso entre la SEGURIDAD y la ECONOMIA; este compromiso es tanto más acusado en el caso de utilizar un sostenimiento activo (bulonaje) ya que en este caso no se puede "ver" el estado de carga del sostenimiento.

En el interior resulta mucho más económico medir deformaciones que tensiones, por otro lado las deformaciones son un índice directo de la calidad del diseño realizado, consecuentemente cualquier sistema de control sobre el sostenimiento que quiera implantarse deberá reposar sobre la medida de deformaciones.

El control de las deformaciones de una galería nos dará una idea de las presiones que se han generado, y al tener en cuenta la función tiempo, nos permitirá predecir su estabilidad ya que todo COLAPSO ESTA PRECEDIDO DE UNA ACELERACION DE DEFORMACIONES.

Un sistema de control exige, en cualquier caso, poner en marcha una campaña de medidas y hay que considerar que el binomio PRECISION-COSTE posee un crecimiento paralelo. Para hacer viable económicamente la campaña de medidas es necesario adecuar la precisión de las medidas a las características de la galería a controlar. Una galería de infraestructura por su ubicación y concepto, deberá sufrir deformaciones muy pequeñas y su correcto control requerirá un coste elevado; por el contrario una galería de tajo sufrirá fuertes deformaciones y consecuentemente los equipos de medida podrán ser de bajo costo.

Las deformaciones de una galería, que son más significativas y más fácilmente podemos medir, son la convergencia (movimiento relativo entre techo y muro, figura 17) y la expansión (movimiento relativo entre los estratos del techo, figura 18).

Normalmente la convergencia suele expresarse en ‰ de la altura inicial de la galería y la expansión, como si fuera una deformación unitaria, en $\frac{mm}{m}$.

5.1. Convergencia en túneles y galerías de infraestructura

En este tipo de estructuras lo usual es determinar la evolución de la convergencia en función del tiempo. Esto se logra proyectando, la intersección de la superficie característica de la galería con el plano característico del sostenimiento, sobre el plano (t,t) conforme indica la figura 7. Nótese que en el mismo frente de la galería ya se ha producido una convergencia que, por otra parte, por razones operativas resulta imposible de medir desde el interior.

ZAMARSKI (4) presenta para calcular la convergencia la siguiente reacción:

$$C = K_1 \cdot A \cdot (1 - e^{-K_4 \cdot t}) \cdot \left(e^{\frac{K_2 \cdot H - q}{K_3 \cdot \sigma_d}} - 1 \right) \quad (15)$$

Donde

C = Convergencia entre techo y muro.

K_1, K_2, K_3 y K_4 = parámetros propios de la galería.

A = Anchura de la galería.

H = Profundidad de la galería.

q = Resistencia del sostenimiento.

σ_d = Resistencia media de las rocas a compresión.

t = Tiempo.

Para ajustar esta expresión a una galería determinada hacen falta cuatro medidas en tiempos distintos a fin de determinar los cuatro parámetros propios de la galería.

Una expresión más simple es la siguiente:

$$C = a \cdot \log \left(1 + \frac{t}{K} \right) \quad (16)$$

en la cual no son necesarias más que dos medidas para determinar a y K. Según las experiencias que hemos realizado en terrenos carboníferos y potásicos, la expresión (2) puede ser ejecutada a partir de dos lecturas efectuadas en los primeros 15 días y con una precisión de 15% proporciona datos válidos durante 60 días, pasados los cuales hay que rehacer el ajuste (2). La expresión (1) muestra que la convergencia crece exponencialmente con la profundidad lo cual está totalmente de acuerdo con las observaciones de EVERLING y JACOBI (3).

En el caso de túneles, donde la influencia de las discontinuidades es notable, no puede encontrarse una fórmula general que nos de la convergencia y el método más seguro consiste en recurrir a un análisis por elementos finitos con hipótesis de carga sucesivas.

5.2. Convergencias en galerías de tajo

Cuando las galerías de tajo se trazan por delante de los tajos, durante una fase que puede resultar amplia sólo están sometidas al efecto del tiempo y, por lo tanto, es válido para ellas todo lo dicho en el párrafo anterior.

Una vez que el tajo se aproxima a una estación de medidas colocada en la galería, la convergencia empieza a aumentar de acuerdo con la distribución indicada en la figura 19.

En razón de los fuertes movimientos del terreno que genera el avance de un tajo, la curva de distribución de convergencias presenta una discontinuidad en el tramo $-10m; +10m$.

Aún conservando la forma general antes descrita, la curva de evolución de convergencia es muy distinta según que el tajo se encuentre a profundidad moderada o elevada.

5.2.1. Convergencias en galerías de tajo a profundidad moderada

Cuando los tajos se encuentran a profundidad moderada, inferior a 600 m. la deformación de las galerías de tajo está fundamentalmente gobernada -- por los efectos dinámicos que provoca el avance del tajo.

En este caso son de aplicación las teorías de SCHWARTZ, desarrolladas hace ya bastantes años, (4), (5), (6), (7), (8), (9), (10) y (11) que sin ser -- exactas poseen un grado de aproximación aceptable.

SCHWARTZ supone que la convergencia de una galería cuando el tajo, figura 19, pasa de una distancia d_1 del punto de medida, a otra d_2 , viene dada -- por:

$$C_{d_1}^{d_2} = q \cdot W \cdot 0,6 \{ f(d_2) - f(d_1) \} \quad (17)$$

Siendo

q: factor que define el tratamiento del techo -- más el tajo	Llaves y hundimiento integral	$1 > q > 0,9$
	Llaves y relleno manual	$q = 0,6$
	Llaves y relleno neumático	$0,5 > q > 0,4$
	Llaves y relleno colgado en -- capas inclinadas.	$q = 0,37$
	Llaves y relleno hidráulico	$0,3 > q > 0,2$

w = Potencia arrancada en m.

f = Función universal de convergencia tabulada en -- fig. 20.

5.2.2. Convergencias en galerías de tajo a gran profundidad

Cuando la profundidad de las explotaciones se -- brepasa los 600 m. la evolución de la convergencia no sólo está gobernada por el avance del tajo ya -- que la propia deformación de los terrenos por efecto de las mayores presiones reinantes provocan una fuerte convergencia.

A partir de numerosas campañas de medida realizadas en la RFA, donde observaron desviaciones no -- tables respecto a los datos proporcionados por la -- teoría de SCHWARTZ, GROTOWSKY (12) ha llegado a establecer que la convergencia final de una galería -- en capa durante la primera explotación del macizo, puede calcularse mediante la expresión:

$$C = -78 + 0,066.H + 4,3.W.SV + 7,7. \sqrt{10GL} \quad (18)$$

Donde

C = Convergencia expresada en % de la altura de la galería.

H = Profundidad de la galería en M.

W = Potencia de la capa explotada en m.

SV = Parámetro que caracteriza la protección de la galería frente al hundimiento y que vale

- 1) Para una protección a base de relleno hidráulico con agente aglomerante.
- 2) Para una protección a base de pilas de madera y relleno.
- 3) Para protección con pilas de madera sin relleno.

Cl = Parámetro que caracteriza las propiedades mecánicas de los estratos del muro y que vale desde 1 para la arenisca, hasta 6 para las rocas más blandas, como pizarra arcillosa o carbón.

Para poder calcular la evolución de la convergencia de una galería de tajo, según GROTHOWSKY hay que determinar la evolución de la presión sobre la galería generada por el avance del tajo y calcular la convergencia de comparación (VK) que es la sufrida por una galería cuando la presión aumenta $10 \frac{MN}{M^2}$. La convergencia de comparación suele estar comprendida entre 4 y 12 cm por $10 \frac{MN}{M^2}$. En la figura 8 se muestra la comparación entre la convergencia que sufre una galería con un tajo en retirada (7,5.VK) y con un tajo en avance (3,5.VK). Nótese que la curva de evolución de presión es de la misma familia que la de evolución de convergencia, según SCHWARTZ.

5.3. Convergencias anormales

Presentaremos a continuación algunos casos típicos en que las convergencias son muy superiores o inferiores a las calculadas teóricamente.

5.3.1. Galerías bajo tajos ya explotados

La explotación de un tajo provoca un vacío y por reacción, los terrenos circundantes al tajo -- tienden a ocuparlo fig. 16. Los estratos superiores al tajo explotado se rompen, rellenanando el hueco -- creado, produciéndose un movimiento descendentes -- que termina, en la superficie, con la creación de -- la conocida cubeta de hundimiento.

Por su parte los estratos situados debajo del tajo son aspirados, a que en escala que los

estratos del techo, originando una zona expandida -- respecto a la situación inicial. En la creación de esta zona expandida juega un papel importante el bi nomio resistencia de las rocas- Presiones del terreno. Si las presiones inducidas por el tajo, que su len ser proporcionales a las presiones de los terre nos antes de la explotación, no son suficientes pa -- ra iniciar un proceso de rotura en los estratos si -- tuados bajo el tajo este fenómeno no se percibirá.

Si por el contrario, las presiones inducidas son superiores a las resistencias de los estratos, se creará una zona expandida bajo el tajo. Esta ex -- pansion, debajo del tajo ya explotado, impide una -- posterior acumulación de tensiones, razón por la -- cual pueden afirmarse "a priori" que las galerías -- trazadas bajo zonas explotadas sufrirán menores con -- vergencias que cuando se trazan en terreno virgen.

Otro tanto ocurre con la explotación de tajos bajo capas ya explotadas de lo cual da fe la figura 10, donde en la calle de trabajo de un tajo se apre -- cia el hundimiento, consolidado, de un tajo supe -- rior. Dejean y Martín (13) han puesto de manifiesto que la expansión "x" de los terrenos situados a una distancia vertical d, bajo un tajo explotado sobre una capa de potencia W, puede expresarse por la re -- lación:

$$x = \frac{120 W}{\left(\frac{d}{100} + 2,36\right)} \cdot 7,8 \quad (19)$$

SCHWARTZ (11) ha determinado que, en el caso de que una galería se trace debajo de una capa ya explota -- da de potencia W' para calcular las convergencias -- que sufrirá debe considerarse en vez de la potencia real de la capa W una tencia equivalente definida

$$W_e = 0,25 W' \quad (20)$$

o, si la capa superior ha sido explotada con un tratamiento del techo distinto al de la inferior, por

$$W_e = W - 0,25 \frac{q'}{q} W' \quad (21)$$

Si la potencia equivalente es nula, $W = 0,25 W'$, la convergencia de una galería de tajo situado bajo una capa superior ya explotada puede ser nula.

5.3.2. Galerías bajo macizos

En todo lo que sigue, consideramos como macizo cualquier superficie dejada sin explotar en una determinada capa. Un macizo aislado en una capa ya explotada constituye una zona de acumulación de tensiones que son transmitidas a los terrenos inferiores. Fácilmente se comprende que una galería situada debajo de un macizo sufrirá los efectos de la sobrepresión acumulada en el macizo, por lo cual sufrirá unas convergencias mayores que en el caso de que la misma galería se sitúe en un terreno virgen. La teoría de la elasticidad demuestra que los efectos de acumulación de tensiones bajo un macizo no son apreciables a partir de una profundidad de dos veces y media la anchura del macizo.

En la figura 21, se muestra la distribución de presiones bajo un macizo de 40 m de ancho que es paralelo a la posición de una galería. En el caso de que la galería vaya en avance, la presión en el nicho del tajo será 0,5 veces la presión natural; esta presión aumenta a 15,5 veces la presión natural a 300 m por detrás del tajo y a 30 veces la pre-

sión natural cuando se acerca al segundo tajo. Una galería situada de esta forma tan poco acertada es imposible de sostenerla económicamente.

En estos casos, para prever la convergencia que sufrirá la galería bajo el macizo hay que considerar una potencia equivalente

$$W_e = (W_A + W_B) \quad (22)$$

siendo W_A potencia de la capa en explotación y W_B la potencia del macizo abandonado.

5.3.3. Paradas de los tajos

Cuando un tajo detiene su avance, el régimen de convergencia se altera manifestándose una velocidad de convergencia negativa. Si esta detención es indefinida las convergencias finales que se medirían serían inferiores a las máximas que cabría esperar. Si el tajo vuelve a reanudar su marcha las convergencias medidas serán, por el contrario, superiores a las máximas previstas. Figura 22.

5.4. Previsión de expansiones

La previsión de las expansiones que puede sufrir el techo de una galería sólo pueden ser calculadas en casos muy particulares y, por otra parte, no existe ningún método general de previsión siquiera aproximado como es el de SCHWARTZ para las convergencias.

Como criterio de referencia podemos citar los siguientes casos:

FASE DE TRAZAJE. - Si la galería es totalmente estable la velocidad de expansión es siempre decreciente, haciéndose asintótica en las primeras semanas después del trazaje. Rara vez supera el 1%, es decir $10 \frac{mm}{m}$.

La figura 23, muestra el ejemplo de una galería de PDN situada a 450 m. de profundidad.

ACERCAMIENTO DEL TAJO. La curva de evolución de expansiones al acercarse al tajo es parecida a la de evolución de convergencia en el mismo caso pero existe una gran amplitud de movimientos finales en razón de la periodicidad de los movimientos del techo. Los movimientos son amplios y, en el caso de tajos con hundimiento suelen alcanzarse valores superiores al 5%, es decir $50 \frac{mm}{m}$ y afectan fundamentalmente al bajo techo.

En la figura 24, se muestra un ejemplo de galería de tajo a 900 m. de profundidad. (14)

ALEJAMIENTO DEL TAJO. - Cuando se conservan las galerías detrás del frente del tajo se pueden controlar las expansiones producidas en esta fase que suele ser de la misma intensidad que cuando el tajo se acerca, pero con velocidades decrecientes y afectando a zonas de techo próximo más profundas.

5.5. Criterios de Control

Según PROUST (15) para una galería de tajo de $9 m^2$, sostenida con cuadra TH, pueden establecerse los siguientes

tes criterios sobre la eficacia del sostenimiento

Convergencia % H	Estado de los cuadros	Estado de la galería	Trabajos de conservación
0-20%	POCO DEFORMADOS	CORRECTO	MINIMOS
20-33%	DEFORMADOS A MUY DEFORMADOS	MALO, AUNQUE SE PUEDE UTILIZAR	NORMALES
MAS DEL 33%	MUY DEFORMADOS A IRREPARABLES	PESIMO	REBAJAS Y ESTAJAS

En el caso de una galería de infraestructura o un túnel, los límites admisibles son mucho más estrechos y, normalmente, no debe admitirse una pérdida de sección superior al 5%.

Después de los métodos de previsión de convergencia y los índices dados en el caso de las expansiones, se puede montar un sistema de control sobre la estabilidad de la galería. (16)

El sistema de control debe abarcar desde la colocación del sostenimiento en una galería hasta la decisión de refuerzo del mismo. Este sistema puede estar dividido en tres fases:

INSTRUMENTACIÓN: Esta fase tiene una duración de dos semanas. Desde el momento de la colocación del sostenimiento deben ser colocadas las estaciones de medida de convergencia y expansión así como los medidores de tensión.

EXPLOTACION: Con los datos de las medidas de convergen

cia a los 15 días de colocar el sostenimiento puede ajustarse la curva de presión de convergencia. Quincenalmente se repiten las medidas y cuando éstas sean superiores al límite previsto deben ser consultadas las medidas de expansión, que se harán también cada 15 días, y en caso de que éstas sean superiores al límite se deberán hacer observaciones estratoscópicas.

Hay que tener bien claro que EN MINERIA - UNA ROCA FRACTURADA PUEDE SER PERFECTAMENTE ESTABLE por lo tanto las deformaciones de una galería no son por sí solas razones suficientes para decidir sobre la necesidad del refuerzo del sostenimiento. La fig. 25, muestra una galería en silvinita totalmente deformada y la fig. 26 la misma galería una vez rehecha. Sólo por razones de servicio, galerías de transporte o retornos de ventilación, las deformaciones de una galería pueden decidir el refuerzo del sostenimiento.

También con periodicidad quincenal deben realizarse medidas de tensión en los elementos de sostenimientos para conocer la reserva de seguridad de que se dispone.

DECISION:

Se debe llegar a la decisión de refuerzo del sostenimiento sólo en dos casos:

- CUANDO SE DETECTEN GRIETAS SUPERIORES - AL LIMITE.
- CUANDO SE SUPEREN LOS LIMITES RESISTENTES PROPIOS DEL SOSTENIMIENTO.

sólo si el control del sostenimiento se lleva de una manera científica se podrá obtener la máxima seguridad con la máxima economía evitando decisiones psicológicas a veces erróneas.

6.- Conclusiones

El sostenimiento de las estructuras mineras ha estado siempre asociado al fenómeno de las deformaciones.

Para diseñar adecuadamente un sostenimiento es necesario tener en cuenta la interacción entre la roca y el sostenimiento a emplear.

En el caso de los sostenimientos activos el control del sostenimiento es simplemente esencial y debe fundarse en la medida de las deformaciones para lo cual hay que disponer de una instrumentación adecuada que haga compatible la precisión con la economía.

El control establecido no debe basarse exclusivamente en la medida de convergencia sino que cuando se superen los mínimos previstos hay que recurrir a otros parámetros decisivos como la expansión.

7.- Bibliografía

- (1).- MULLER, L.
Principios e ideas fundamentales para la construcción de túneles.
Techniterraes E-182.
- (2).- OBERT, L.; DUVALL, W.I.
Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock
John Wiley-Sons, INC.
London 1967.

- (3).- PAHET, H.
La stabilité des ouvrages souterrains. Soutènement et recouvrement.
Laboratoire des Ponts et chaussées. Rapport de recherche n° 28 Sep. 1971.
- (4).- SZWARSKI, B.; FIANK, J.
Principes théoriques, moyens d'organisation et pratique minière pour le contrôle des terrains dans les mines souterraines de Tchécoslovaquie.
6^{ème} Conférence Internationale sur les pressions de terrains.
Banff, Canada, 1977.
- (5).- SCHWARTZ, B.
Résultat de campagnes de mesures sur le soutènement et les mouvements du toit dans les Houillères de Lorraine.
Revue de L'Industrie Minière 1953.
- (6).- SCHWARTZ, B.; CAPELLA, R.; DUBOIS, R.
Mouvements des éponges dans les tracages en vierge.
Revue de L'Industrie Minière, Avril 1956.
- (7).- SCHWARTZ, B.; CAPELLA, R.; DUBOIS, R.
Voies influencées par des tailles
Revue de L'Industrie Minière Mayo 1956.
- (8).- SCHWARTZ, B.; CAPELLA, R.; DUBOIS, R.
Influence sur une voie d'une taille sus-jacente
Revue de L'Industrie Minière, Julio 1956.
- (9).- SCHWARTZ, B.
Déplacement du rocher en place dans les exploitations charbonnières.
Revue de L'Industrie Minière, Julio 1957.

- (10).- SCHWARTZ, B.
Etude des mouvements des éponges dans les exploitations minières.
Revue de L'Industrie Minière, Mayo 1960.
- (11).- SCHWARTZ, B.; CHARBON, C.; DECOMBE, J.; VIALET, P.
Prévision des convergences dans les voies influencées par les tailles qu'elles desservent.
Revue de L'Industrie Minière, Septembre 1962.
- (12).- GROTHOUSEY, U.
Nouvelles techniques de soutènement en voie.
6^{ème} Conférence Internationale sur les pressions de terrains.
Banff, Canada 1977.
- (13).- DEJUAN, ; MARTIN, F.
Influence de l'exploitation d'une longue taille sur les ouvrages sous-jacents.
Revue de L'Industrie Minière Décembre 1972.
- (14).- CARRASCO, J.; CELADA, B.; OLMO, C.; VALCANCE, A.
Explotación por tajo largo a gran profundidad
X Congreso Mundial de Minería, Turquía, Septiembre 1979.
- (15).- PROUST, A.
La gestión des voies
Documents techniques de charbonages de France.
N° 3, 1966.
- (16).- CELADA, B.
Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del bulonaje en galerías.
Tesis Doctoral.
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas, Oviedo 1979.

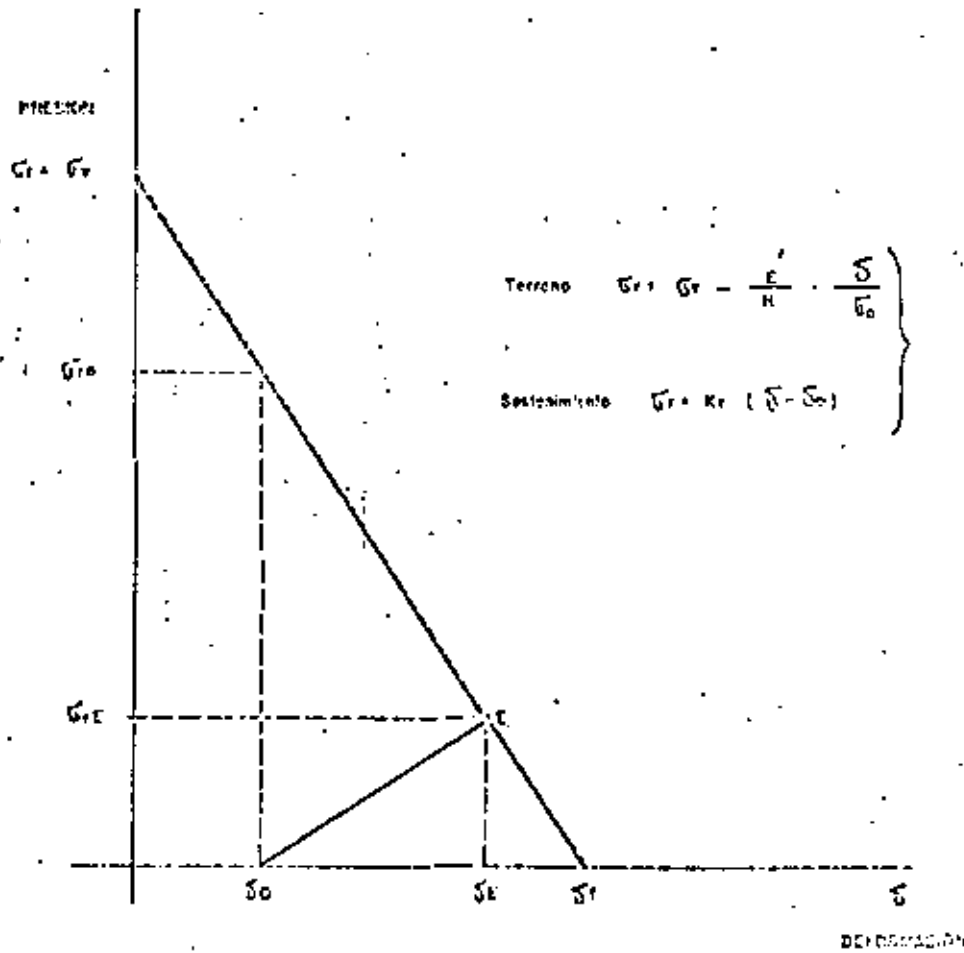


Fig. 2 INTERACCION EN UNA GALERIA TRAZADA EN UN TERRENO ELASTICO

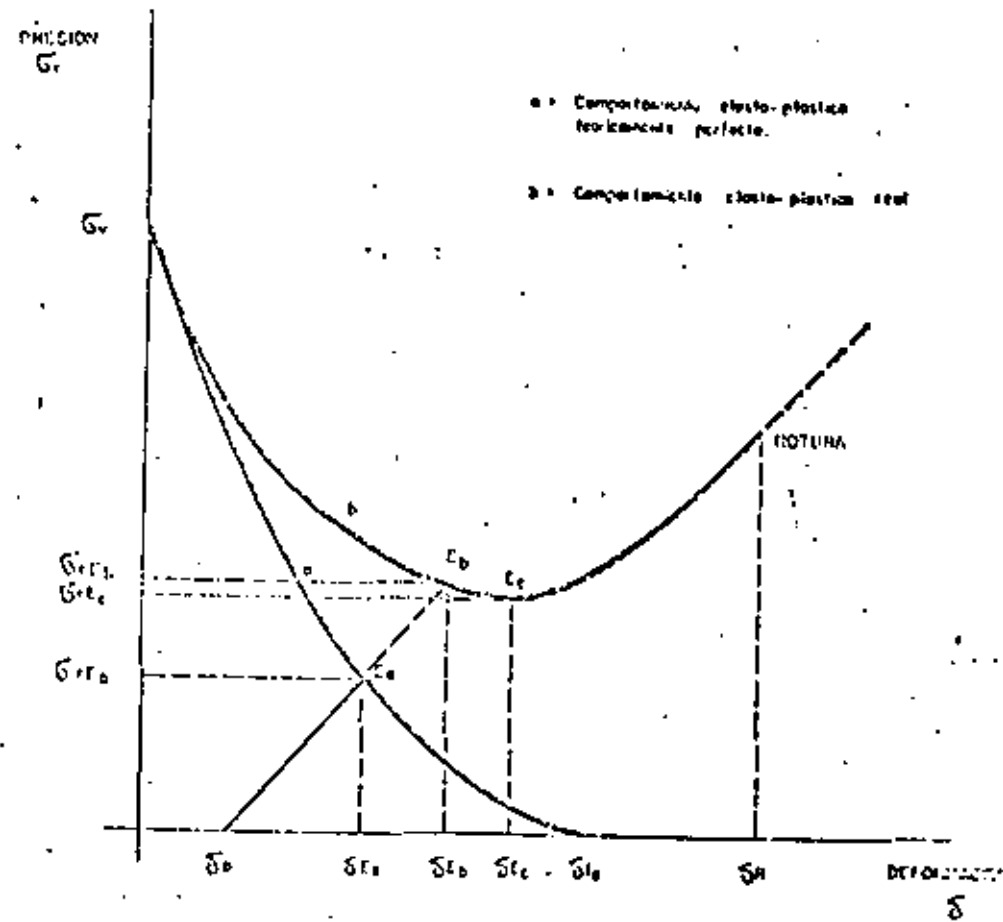


Fig. 4 INTERACCION EN UNA GALERIA TRAZADA EN UN TERRENO ELASTO-PLASTICO

DESPLAZAMIENTO RADIAL MAXIMO: $v_r (r=0) = \frac{1+\mu}{E} C_p^2$

EN EL FRENTE: $v_r (r=0) = \frac{1}{3} v_r^2 (r=0)$

A DOS VECES EL DIAMETRO DE LA GALERIA $v_r (4r) = 2 v_r (r=0)$

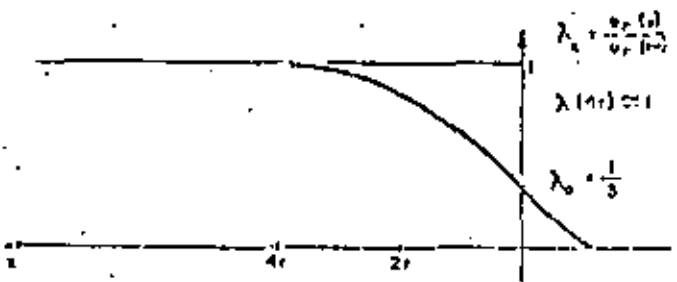
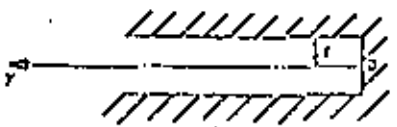
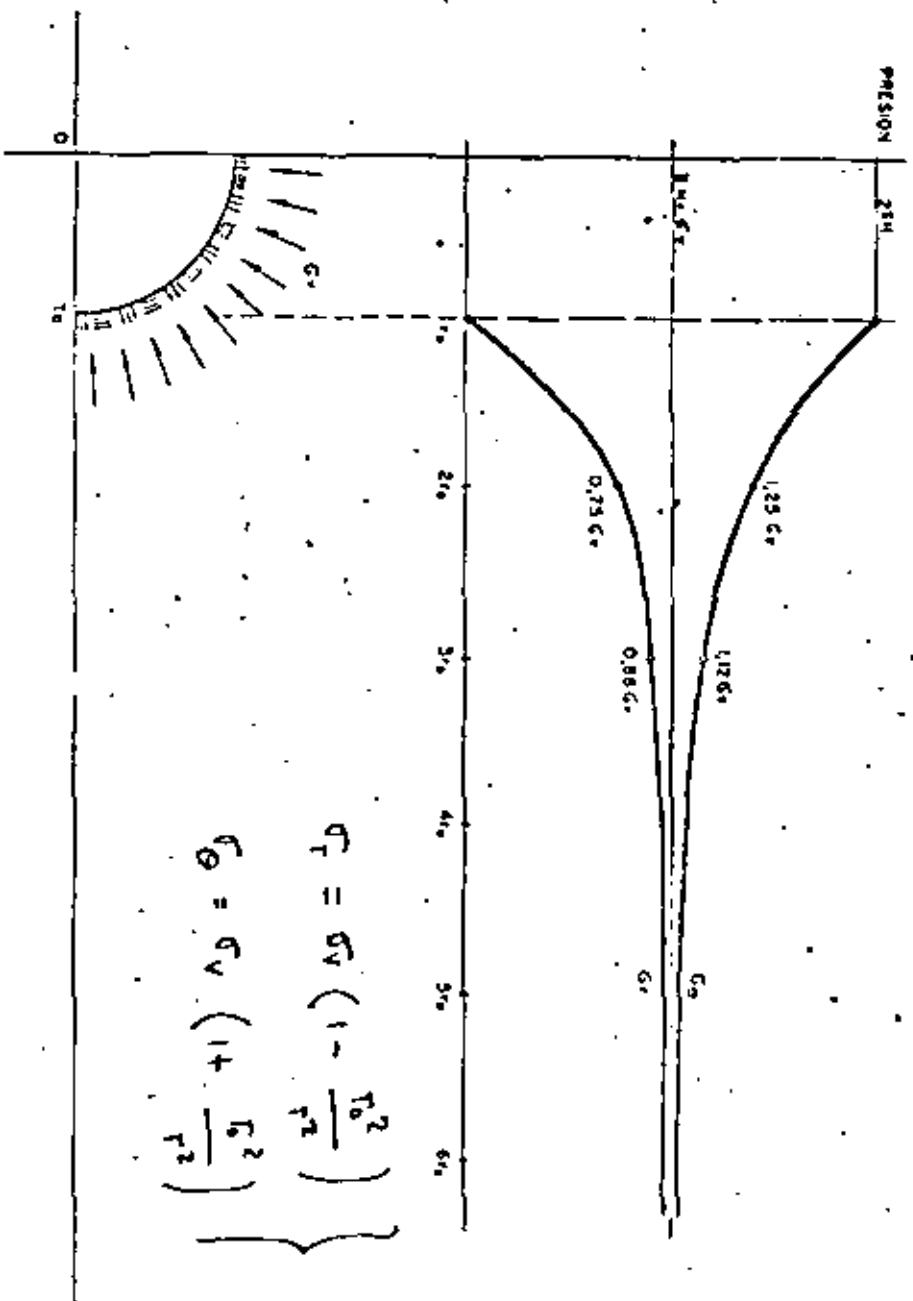
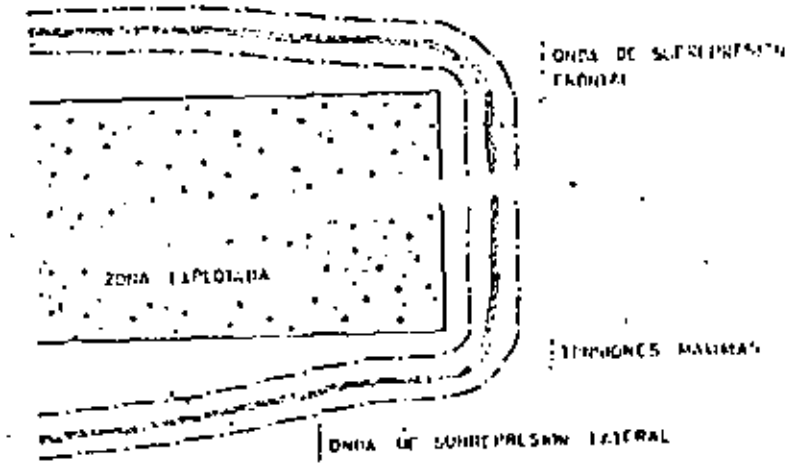


Fig. 7 -

DISTRIBUCION DE DEFORMACIONES EN EL AVANCE DE UNA GALERIA CIRCULAR SIN COSTENIMIENTO EN MEDIO ELASTICO.

Fig. 14 - TENSIONES ALREDEDOR DE UNA GALERIA CIRCULAR EN CAMPO HIDROSTATICO CON COMPORTAMIENTO ELASTICO





CORTE VERTICAL

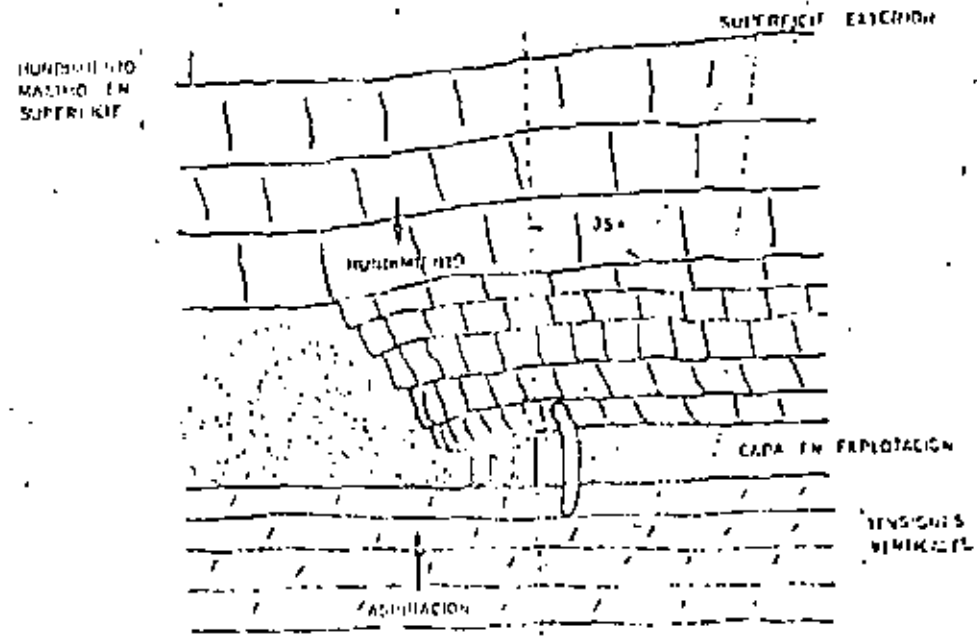
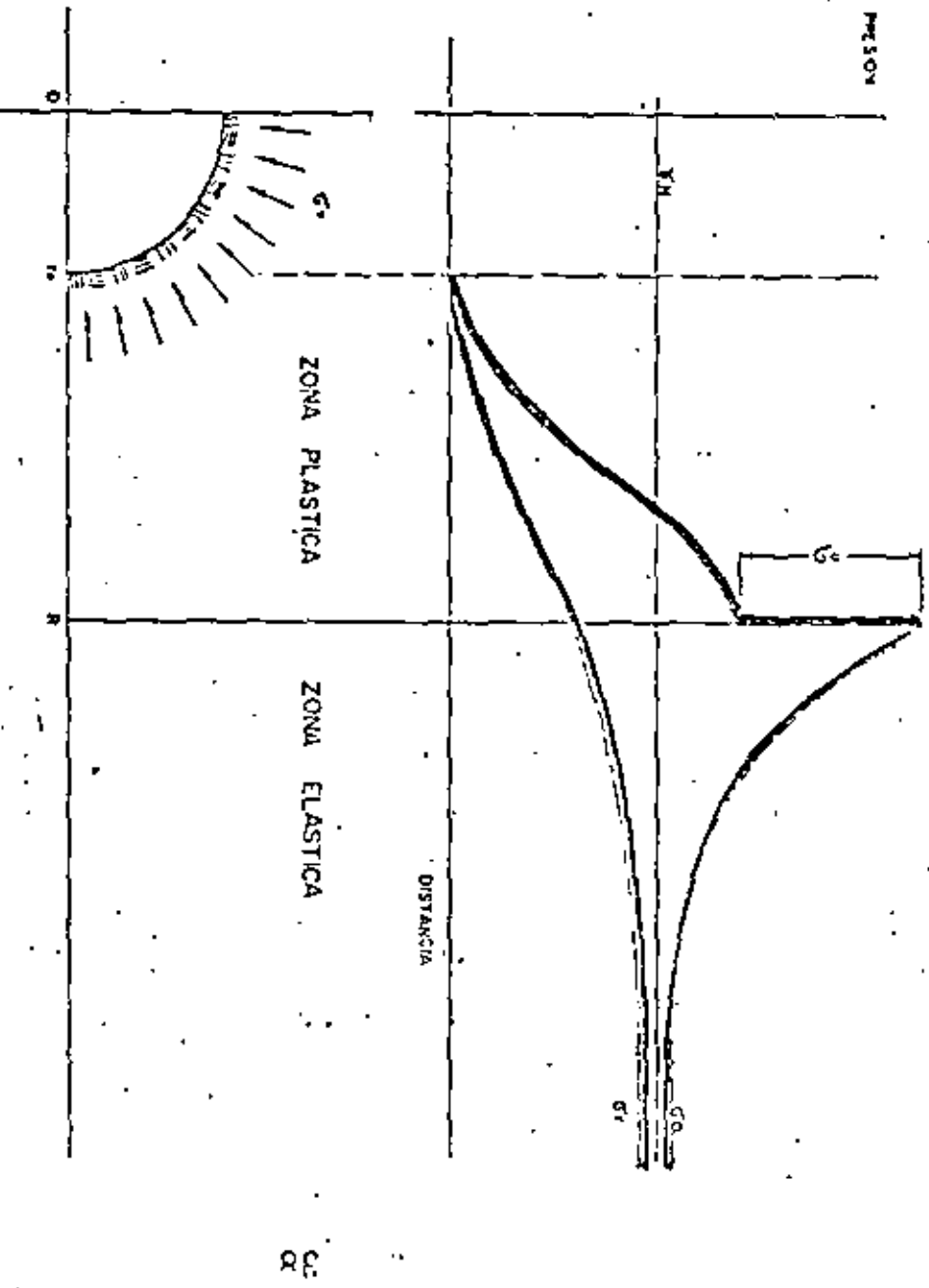
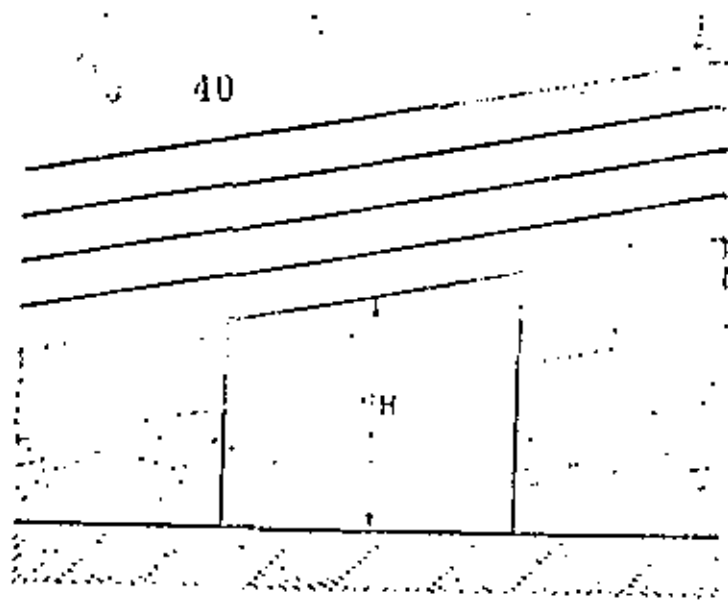


Fig.16 — MOVIMIENTOS DEL TERRENO INDUCIDOS POR LA EXPLOTACION DE UN TAJO.

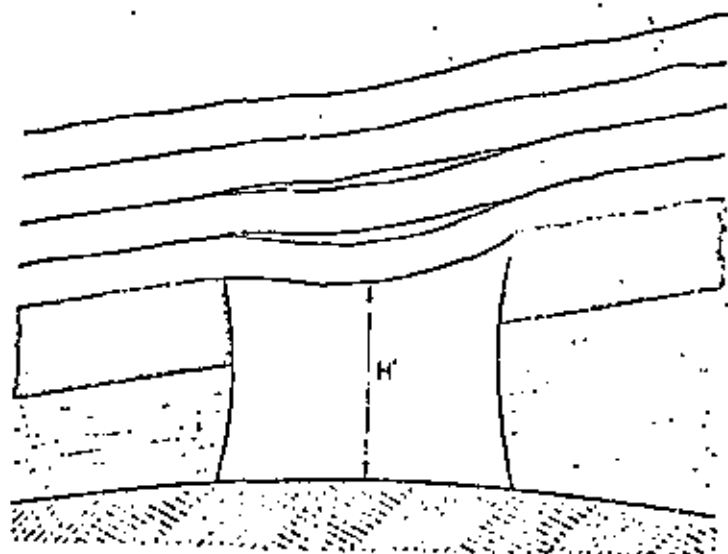
Fig.15

DISTRIBUCION DE TENSIONES ALREDEDOR DE UNA GALERIA CIRCULAR CON ROTURA FRAGIL EN CAMPO HIDROSTATICO





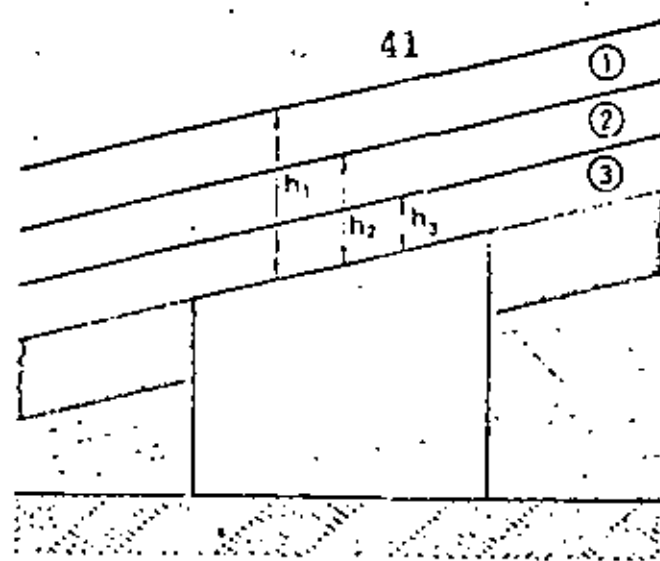
a). Situación en el trazaje de la galería.



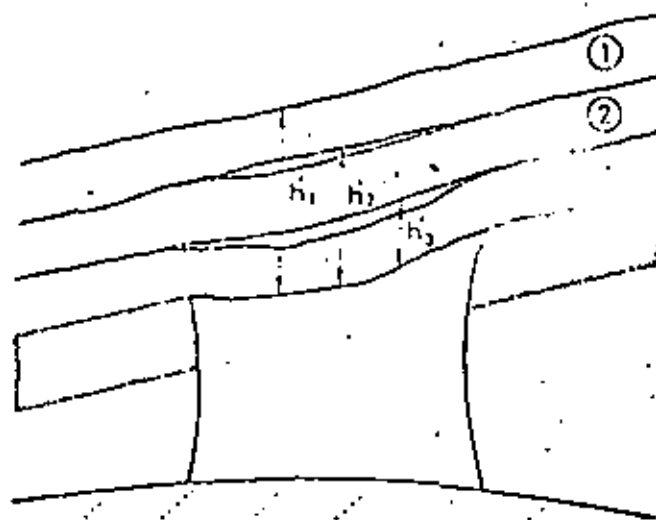
b). Situación de la galería en un instante dado.

$$\text{Convergencia} = H - H'$$

Fig. 17 - CONVERGENCIA DE UNA GALERIA.



a). Situación en el trazaje de la galería.



b). Situación de la galería en un momento dado.

$$\text{Expansión} \begin{cases} \text{A nivel 1} = \frac{h_1' - h_1}{h_1} \\ \text{A nivel 2} = \frac{h_2' - h_2}{h_2} \\ \text{A nivel 3} = \frac{h_3' - h_3}{h_3} \end{cases}$$

Fig. 18 - EXPANSION DEL TECHO DE UNA GALERIA.

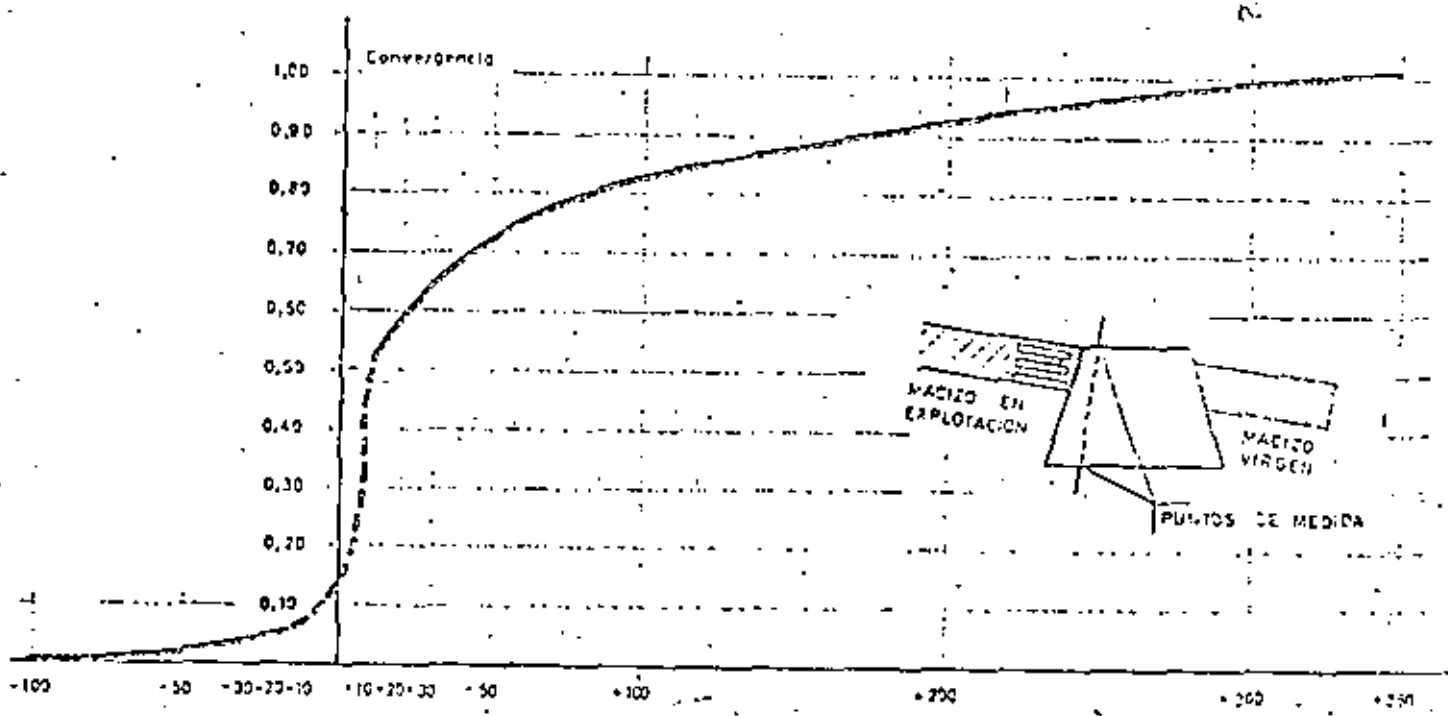
Fig. 20-VALORES DE $0.5 [\hat{f}(d_2) - \hat{f}(d_1)]$ (en mm.).

43

$d_1 \backslash d_2$	-50	-30	-20	-15	-10	-5	0	+5	+10	+15	+20	+25	+30	+40	+50	+100	+150	+200	+300
-100	1	21	27	37	37	49	51	240	294	327	332	371	345	411	431	491	377	553	555
-50	0	10	16	21	24	33	30	223	283	316	341	350	373	400	420	480	316	542	578
-30		0	6	11	14	20	50	219	272	306	331	350	365	392	410	470	304	532	565
-20			0	5	12	22	54	213	267	300	325	344	359	384	404	454	300	509	552
-15				0	7	17	49	208	262	295	320	339	354	379	399	459	493	521	559
-10					0	10	47	201	255	288	313	322	347	372	392	452	488	514	550
-5						0	37	131	245	278	293	302	327	352	382	442	478	504	540
0							0	109	213	246	271	280	305	330	350	410	440	472	500
+5								0	54	67	112	131	145	171	191	251	287	312	340
+10									0	31	55	72	82	112	137	192	233	259	293
+15										0	25	44	59	84	104	154	200	226	252
+20											0	19	24	59	79	123	175	201	227
+25												0	15	40	60	120	156	187	218
+30													0	25	45	105	141	167	202
+40														0	22	80	116	142	170
+50															0	60	95	127	158
+100																0	36	51	62
+150																	0	24	40
+200																		0	26

19- CURVA UNIVERSAL DE CONVERGENCIA AL ACERCARSE UN TAJO.

42



Distancia del frente del tajo a la estación de medida.

Fig.22- EVOLUCION DE EXPANSIONES EN UNA GALERIA HASTA EL PASO DEL SEGUNDO TAJO

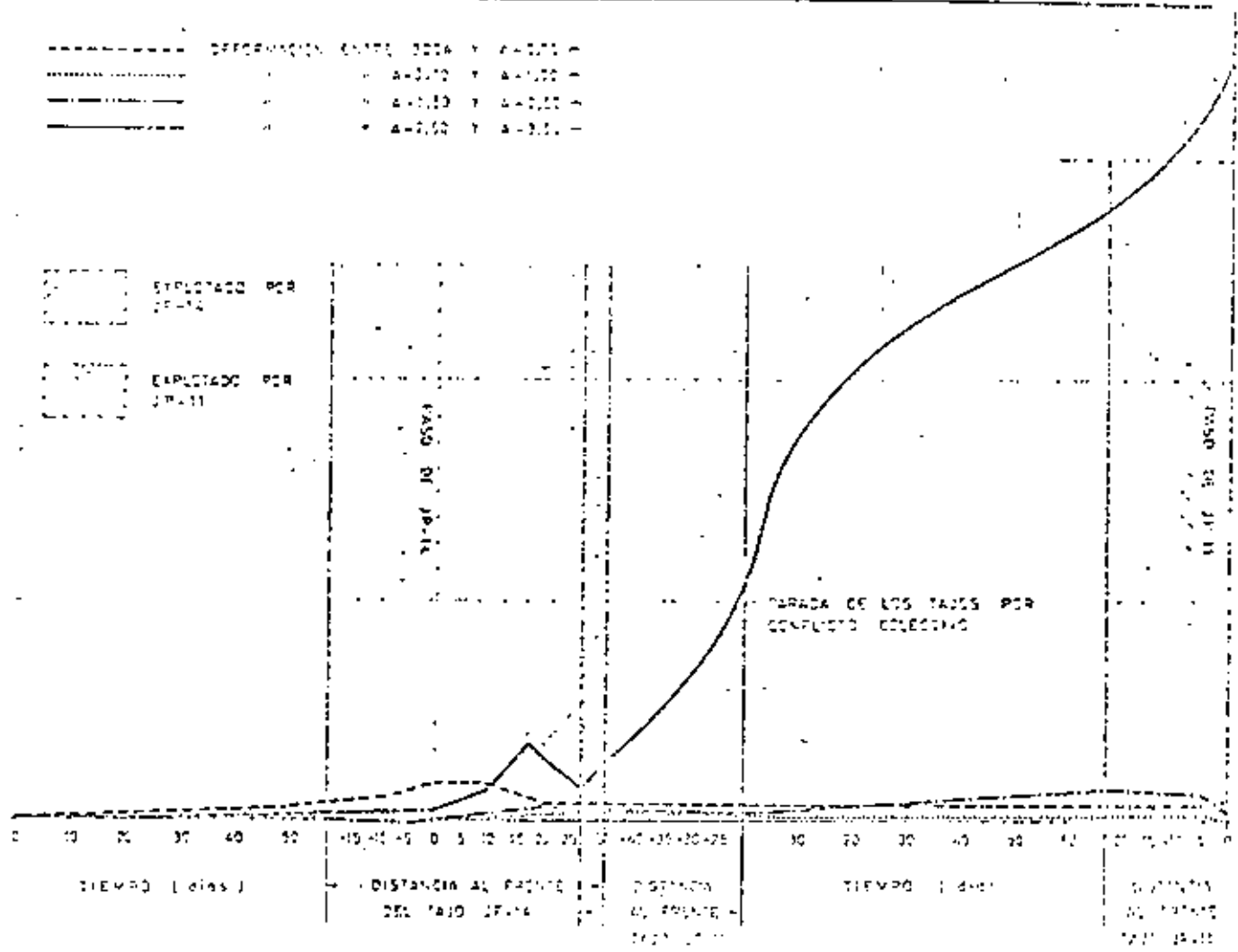
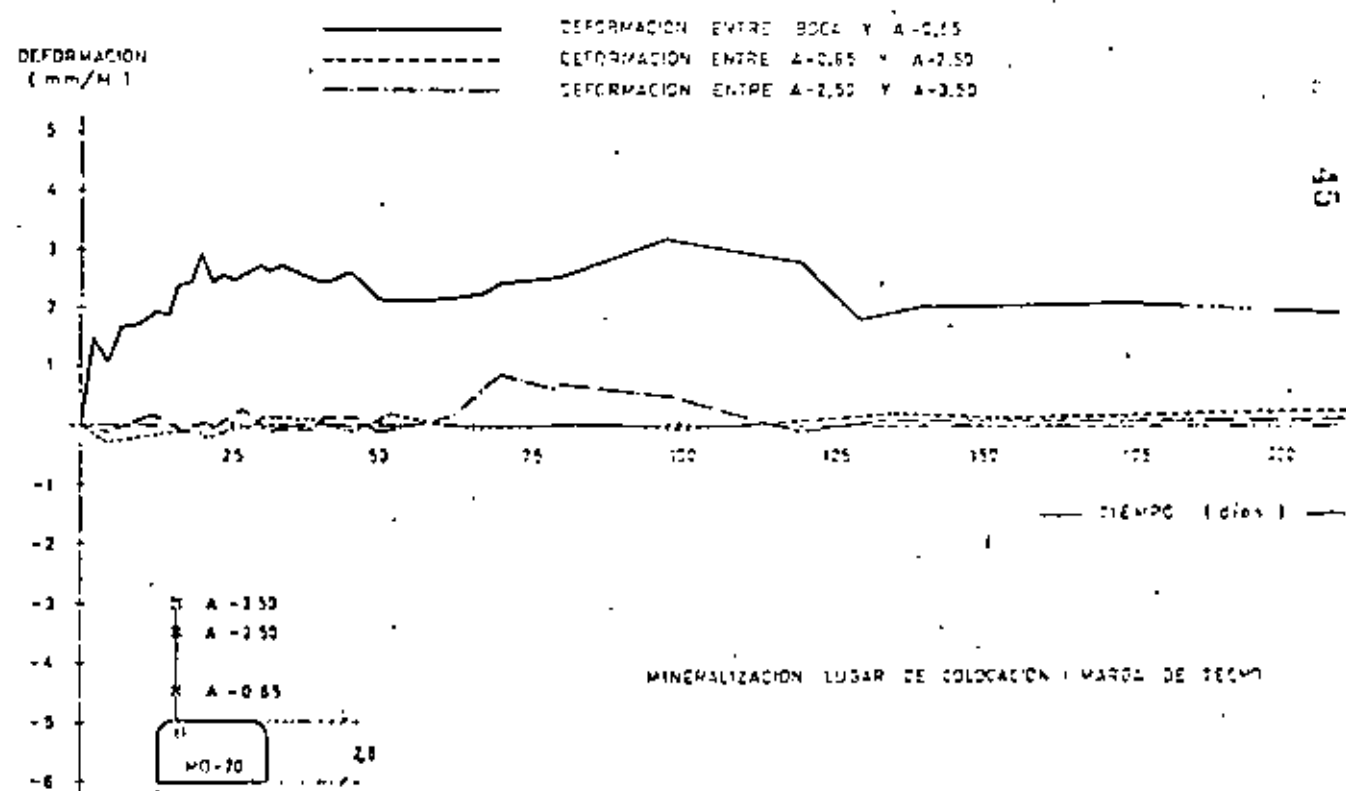


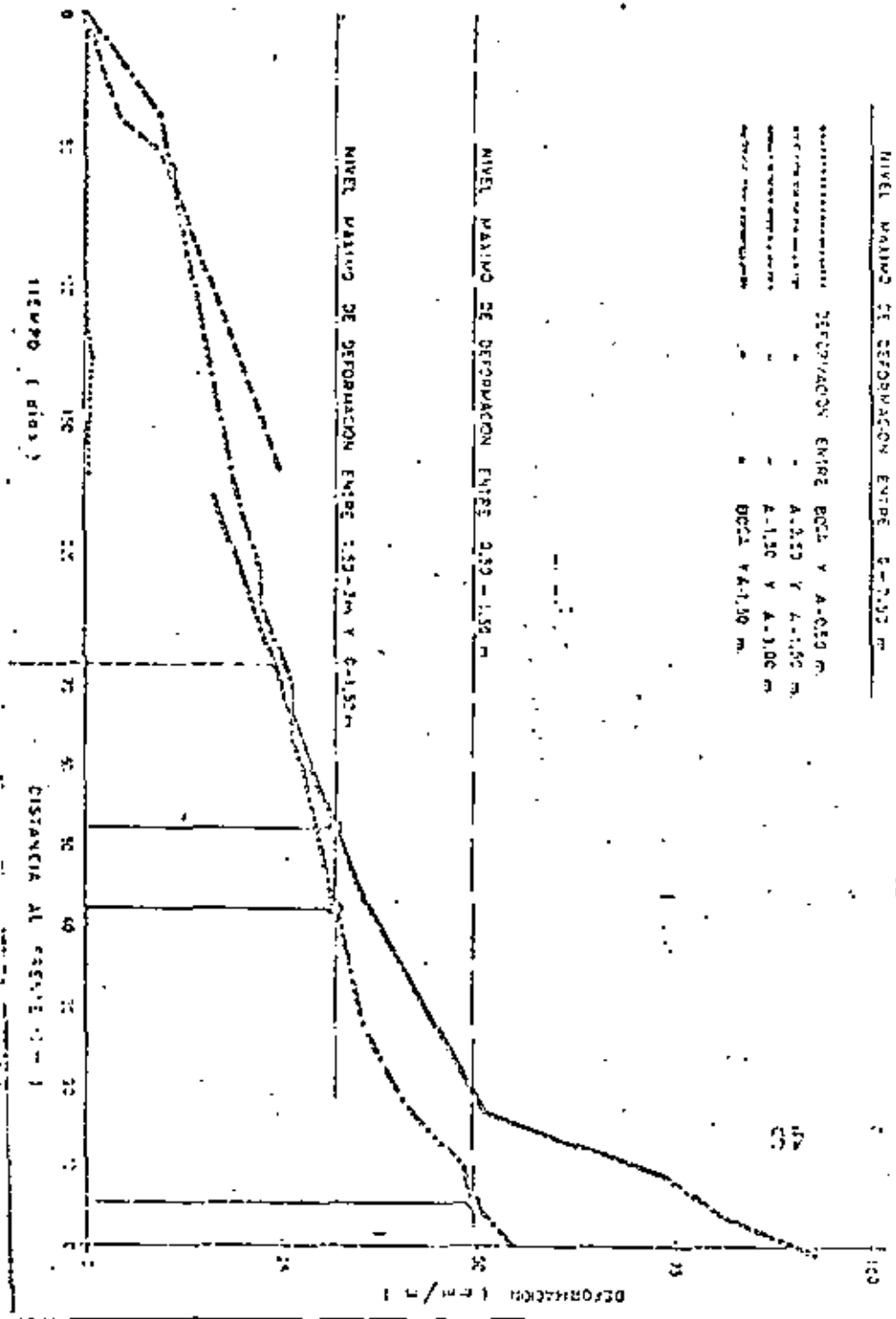
Fig.23- EVOLUCION DE EXPANSIONES EN UNA GALERIA EN MARGAS A 450m.



B. Celada Tamames
Dr. Ingeniero de Minas

- 1.- INTRODUCCION
- 2.- COMPORTAMIENTO MECANICO DE LAS ROCAS
 - 2.1 Comportamiento a compresión simple.
 - 2.2 Comportamiento al corte.
 - 2.3 Comportamiento bajo cargas combinadas.
 - 2.4 Efecto de Escala
 - 2.5 Causas de la plastificación.
- 3.- CRITERIOS DE ROTURA
 - 3.1 Criterios deterministas.
 - 3.1.1 Criterio de Coulomb.
 - 3.1.2 Criterio de Coulomb-Navier.
 - 3.1.3 Criterio de Mohr.
 - 3.1.4 Criterio de Griffith.
 - 3.2 Criterios empiristas
 - 3.2.1 Criterio de Bieniawski.
 - 3.2.2 Criterio de Hoek-Brown.
 - 3.2.3 Criterio de Wilson.
- 4.- EFECTOS DE LA PLASTIFICACION
 - 4.1 Radio de plastificación.
 - 4.2 Cálculo de la reducción de sección
 - 4.3 Criterios de sostenimiento.
 - 4.3.1 Conservar la cohesión del macizo.
 - 4.3.2 Aprovechar la dilatación.
 - 4.3.3 Minimizar la presión de equilibrio.
 - 4.3.4 Evitar las asimetrías tensionales.
- 5.- CONCLUSIONES
- 6.- BIBLIOGRAFIA

Fig.24- EVOLUCION DE EXPANSIONES DE UNA GALERIA DE TAJO A 800M.



LA PLASTIFICACION Y SUS CONSECUENCIAS

B. Celada Tamames
Dr. Ingeniero de Minas

1.- INTRODUCCION

La teoría de la elasticidad postula una linealidad y reversibilidad en el fenómeno carga-deformación. Solo algunas rocas muy características, en general las rocas ígneas sin fracturación natural, se comportan elásticamente a gran escala. La mayoría de las rocas solo tiene una respuesta puramente elástica para una franja de tensiones que está acotada inferior y superiormente.

La cota superior de esta franja se suele conocer como límite elástico y si se supera el efecto inmediato es la no reversibilidad de las deformaciones si cesan las cargas. En sentido amplio este es el concepto que podemos manejar de plastificación para aclarar los conceptos que ahora nos interesan: la roca se plastifica cuando se supera su límite elástico. En sentido estricto lo que hemos llamado plastificación es un fenómeno complejo, ligado a la ordenación atómica de los cristales que componen la roca y lógicamente deben tener una importancia fundamental, según los casos, la presión, la temperatura y el tiempo. El estudio profundo de la incidencia de estas variables debe hacerse por aplicación de la teoría de la Plasticidad y de la Reología para modelizar los efectos dependientes del tiempo.

Para comprender y tener en cuenta las consecuencias que acarrea la plastificación sobre la construcción de obra subterráneas vamos a analizar el comportamiento mecánico de las rocas, a exponer los criterios que pueden seguir-

se para predecir la plastificación y a estudiar los efectos más importantes que produce la plastificación.

2.- COMPORTAMIENTO MECANICO DE LAS ROCAS

Las rocas están compuestas de diversas especies minerales y estas a su vez están divididas en agrupaciones cristalinas o amorfas. De esta consideración podemos deducir que las rocas son en general cuerpos anisótropos que están constituidos por sólidos individualizados por fisuras naturales que, en muchos casos, dan lugar a una porosidad natural muy importante. Fig. 1.

Teniendo presente este esquema constitutivo podemos pasar a exponer la respuesta mecánica de las rocas a los procesos de carga más comunes.

2.1) Comportamiento a compresión simple.

En mecánica de Rocas los ensayos de compresión son los más corrientes debido a que son los más fáciles de hacer y con ellos se obtiene una buena caracterización de las rocas que es el primer paso para un estudio más profundo. Los ensayos de compresión pueden realizarse con presión lateral de confinamiento (σ_3) o sin ella. El primer caso será estudiado en el apartado dedicado a cargas combinadas. Cuando las rocas fisuradas se someten a un ensayo de compresión simple se suele producir siempre una rotura de tipo frágil, es decir -- existe una brusca pérdida de resistencia.

En la figura 3 se muestra una curva típica de este ensayo en la que se han reflejado las funciones

$$\sigma_1 = \sigma_1(\epsilon_1)$$

$$\frac{\Delta v}{v} = \frac{\Delta v}{v} (\epsilon_1 - \epsilon_3)$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_3 (\varepsilon_1)$$

Para deformaciones pequeñas

$$\frac{\Delta v}{v} = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (1)$$

$$\varepsilon_3 = \nu \cdot \varepsilon_1 \quad (2)$$

En este proceso tiene un papel muy importante el estado de fisuración. En primer lugar se cierran las fisuras que tienen una dirección sensiblemente normal a la dirección de σ_1 cuando estas se han cerrado se termina la fase cierre lo cual ocurre para una tensión σ_1^c .

A partir de aquí la curva $\sigma_1 = \sigma_1 (\varepsilon_1)$ es una recta hasta que se alcanza una tensión de inicio de la fisuración; la tensión a que está sometida la muestra en ese momento la denominaremos σ_1^f .

En general $0,3 < \frac{\sigma_1^f}{\sigma_c} < 0,6$

Si aumenta σ_1 por encima de σ_1^f la fisuración se propaga tendiendo a ser paralela a la dirección de σ_1 -- conforme indica la figura 4. En una primera etapa la transmisión de la fisuración es estable ya que si la carga cesa la fisuración se detiene. La propagación estable de las fisuras no implica una deformabilidad axial mayor por lo que la curva $\sigma_1 = \sigma_1 (\varepsilon_1)$ sigue siendo lineal pero existe un fenómeno dilatante ya que aumenta ε_3 y $\frac{\Delta v}{v}$.

La frontera entre la propagación estable e inestable corresponde a la resistencia de la roca a largo plazo. Este punto corresponde, según BENIANSKI, al cambio de signo

de $\frac{\Delta v}{v}$. Este límite se llama umbral de fisuración

σ_1^l y suele ser $\sigma_1^l = 0,8 \cdot \sigma_c$

A partir de aquí se alcanza la resistencia máxima - σ_1^m que si $\sigma_3 = 0$ corresponde a la resistencia a compresión de la roca.

Puede ocurrir que se produzca una rotura brutal, generalmente debida a la excesiva rigidez de la prensa empleada; pero si la prensa es adecuada, puede trazarse la curva completa $\sigma_1 = \sigma_1 (\varepsilon_1)$ que si $\sigma_3 = 0$ llega a hacerse nula. Si existe un cierto confinamiento, por ejemplo rozamiento entre los distintos fragmentos de roca triturada se generará -- una resistencia a compresión simple residual σ_1^R cuyo confinamiento es esencial pues es la resistencia de la roca que nos puede garantizar indefinidamente la estabilidad de una excavación.

La rotura frágil es el comportamiento normal de muchas rocas cuando se hace un ensayo a compresión simple en el laboratorio fig. 5. No obstante hay algunas rocas, por ejemplo las evaporitas, que tienen la propiedad de deformarse a tensión constante a partir de un cierto nivel de carga presentando una rotura de tipo dúctil.

Muchas rocas sedimentarias y metamórficas presentan un comportamiento intermedio entre la rotura frágil (rocas igneas) y la dúctil (evaporitas) con una pérdida progresiva de resistencia.

En ensayos realizados sobre la caliza de SOLENIWOFEN, HEARD considerará que el umbral de ductilidad está determinado por una deformación del 3 - 5%; si la deformación axial es inferior al 3% el comportamiento debe considerarse frágil y si supera el 5% es dúctil.

2.2 Comportamiento al corte.

Si sometemos una muestra de roca a un ensayo de -- corte obtenemos una respuesta como la indicada en la figura 6. Inicialmente la tensión que soporta la roca crece muy rápidamente hasta alcanzar el valor máximo τ_{max} para unos desplazamientos muy pequeños; a partir de este valor los desplazamientos aumentan rápidamente y la tensión de corte disminuye hasta alcanzar un valor mínimo, independiente del desplazamiento, que es la resistencia al corte residual. Este fenómeno se explica por la desaparición de la cohesión, resistencia debida a las fuerzas moleculares, cuando la tensión alcanza el valor τ_{max} ; a partir de este momento la única resistencia que se opone al corte es el rozamiento de las dos superficies que se diferencian. En la figura 7 se muestra la representación de las curvas τ, σ en ambos casos en el plano de Mohr.

Si la superficie de rotura no es perfectamente plana se presenta un fenómeno de dilatación (dilatación transversal a la tensión de corte) cuando la tensión normal es -- pequeña; ello es debido a que inicialmente el desplazamiento se hace siguiendo los dientes creados en la rotura tal como indica en la figura 8; en los primeros instantes el efecto de dilatación produce un aumento de la resistencia al corte que puede evaluarse por la expresión.

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\phi + i) \quad (3)$$

donde ϕ es el ángulo de rozamiento interno i es el ángulo de los dientes respecto a la superficie de rotura.

La resistencia al corte de una roca está limitada inferiormente por su resistencia residual y la resistencia de pico que es debida a la dilatación. Observese que para mantener la dilatación la roca debe tener pequeñas deforma-

iones y estar sometida a tensiones normales a la superficie de corte también pequeñas.

El efecto de la dilatación es muy importante en el estudio de la estabilidad de taludes y algunas obras cubiertas ya que en estos casos las tensiones normales son muy pequeñas y, tal como se muestra en la figura N°8, el valor de la resistencia de corte aportado por la dilatación es una fracción muy importante de la resistencia al corte total. -- BARTON (1976) ha estudiado exhaustivamente el efecto de la rugosidad sobre la resistencia al corte de los macizos rocosos.

2.3 Comportamiento bajo cargas combinadas.

En la realidad las rocas difícilmente se ven sometidas a estados puros de carga (compresión o tracción) sino que es frecuente que se ven sometidas a estados de compresión con una tensión σ_1 bajo otra de confinamiento lateral

σ_3

La influencia de σ_3 es decisiva como lo demostraron los ensayos de VON KARMAN, en 1911, sobre mármol de Carrara en donde al aumentar σ_3 se pasaba de la rotura frágil a la dúctil y aún se observaba este comportamiento ya que como luego ha sido admitido universalmente no es posible que una roca tenga una deformación plástica sometida a un estado de tensión triaxial elevado. La figura 9 muestra estos resultados.

Como ya es sabido cada ensayo triaxial puede ser representado por un círculo en el diagrama de Mohr y la envolvente de todos ellos es la curva intrínseca que separa la zona estable de la inestable en el plano ($\tau - \sigma$) la envolvente de los diversos círculos de Mohr que representan los ensayos triaxiales realizados es una función del tipo

$$\tau = f(\sigma) \quad (4)$$

Según Coulomb - Navier la expresión (4) puede aproximarse -- por la recta

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (5)$$

donde

c = Cohesión (resistencia al corte con $\sigma = 0$)

ϕ = Angulo de rozamiento interno

Por otra parte se cumple que

$$\sigma_1 = R \cdot \sigma_3 + \sigma_c \quad (6)$$

siendo

$$R = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (7)$$

σ_c = resistencia a compresión simple.

2.4 Efecto de escala

Habitualmente en el laboratorio se trabaja con tes tigos de roca obtenidos directamente de sondeos o de bloques de roca que se llevan al laboratorio. Las muestras ensayadas responden al concepto de "roca intacta" ya que normalmente -- están libres de planos de discontinuidad. Pero la roca intac ta no es representativa de la realidad del macizo rocoso que está afectado por distintos tipos de discontinuidad como: es tratificación, fig. 10, fallas, fig. 11, pliegues, fig. 12, discordancias, fig. 13, alteraciones fig. 14 y otras.

Como han puesto de manifiesto HOEK y BROWN (1980) - fig. 15, el paso de la roca intacta al macizo rocoso está de terminado por un importante efecto de escala.

Esta circunstancia ha sido estudiada por muchos in vestigadores y siempre se ha encontrado que al aumentar el -- tamaño de la muestra crece la probabilidad de que esta con-

tenga un plano de discontinuidad que la debilite y haga dis- minuir la resistencia.

Se han dado muchas expresiones para determinar la pérdida de resistencia con el tamaño pero una de las más a-- fortunada en la debida a EVANS.

$$\sigma \cdot L^\alpha = K \quad (8)$$

En la que α está comprendido entre 0,14 y -- 0,5 y K debe ser determinado para cada roca.

Si partimos del hecho de que una probeta de labora-- torio tiene una dimensión expresable como A (cm), una gale-- ría de mina tiene una dimensión en el frente de $100 A$ (cm) y un túnel $300 A$ (cm) llamado σ_L la resistencia de la roca en laboratorio y σ_R la resistencia del macizo tenemos que, según (8); tomando $\alpha = \frac{1}{3}$; para la galería de mina

$$\left. \begin{aligned} \sigma_L \cdot A^{\frac{1}{3}} &= K \\ \sigma_R \cdot (100 A)^{\frac{1}{3}} &= K \end{aligned} \right\} \frac{\sigma_L}{\sigma_R} = \left(\frac{300A}{A} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{por lo tanto}$$

$$\sigma_R = \frac{\sigma_L}{4,64}$$

y para el túnel

$$\left. \begin{aligned} \sigma_L \cdot A^{\frac{1}{3}} &= K \\ \sigma_R \cdot (300A)^{\frac{1}{3}} &= K \end{aligned} \right\} \frac{\sigma_L}{\sigma_R} = \left(\frac{300A}{A} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{por lo tanto}$$

$$\sigma_R = \frac{\sigma_L}{6,69}$$



De esto deducimos que, en igualdad de condiciones respecto a la roca, la resistencia a compresión del macizo rocoso es sensiblemente menor si se traza un túnel que una galería de reconocimiento o de mina.

Por ello cuando las condiciones del frente de un túnel se vuelven críticas se emplean sistemas de ataque parcial, como el indicado en la figura N°16 para minimizar este problema.

2.5 Causas de la plastificación.

Dado el concepto amplio que hemos admitido para la plastificación podemos afirmar que la plastificación se alcanza cuando el campo tensional supera la resistencia de la roca. Esta circunstancia puede ser debida simplemente a un aumento de la profundidad a que está ubicada la obra pues habitualmente se admite que

$$\sigma_z = \int_0^H \rho \, dz \quad (9)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = k \sigma_z$$

En terrenos sedimentarios se admite que $0 < k < 1$ pero en otro tipo de terrenos, sobre todo aquellos que han sufrido fuertes movimientos tectónicos o han sido erosionados, $k > 1$.

Por el hecho de crear una excavación en el interior se perturba el estado tensional inicial produciéndose una nueva distribución que implica una acumulación de tensiones en las proximidades de los bordes de la excavación. Sobre esta distribución de tensiones tiene una importancia primordial el estado tensional y la forma de las galerías.

La influencia del estado tensional está ilustrada en la figura N°17. Puede verse que cuando existe simetría en

el estado tensional ($m=1$) los factores de concentración de tensiones son moderados (2) mientras que si el campo es uniaxial ($m=0$) los factores de concentración de tensiones aumentan (3) y aparecen tensiones de tracción en la bóveda. Debemos recordar que la resistencia a fracción de la roca intacta está comprendida entre el 5 - 10% de la resistencia a compresión simple; pero la resistencia a fracción del macizo rocoso teniendo en cuenta el efecto escala es muy pequeña. Por ello en el diseño de estructuras subterráneas las zonas de tracción se consideran zonas de plastificación potencial.

Para defenderse del efecto de la disimetría del campo tensional no queda otra solución, cuando sea posible, de situar la obra en las zonas más favorables lo cual exige una campaña de medida del estado tensional.

El efecto de la sección de la obra es mucho más acusado tal como se muestra en la figura N°18. Puede observarse que en los casos de diseño más desfavorable, sección poco esbelta, los factores de concentración de tensiones son muy elevados, llegando a alcanzar la cifra de 9. Por otro lado de las zonas de tracciones se hacen más extensas.

Tal como muestra la figura 19 el efecto de los radios de curvatura pequeños del perímetro de la sección es también muy negativo ya que se producen fuertes concentraciones de tensiones.

Así como las posibilidades de minimizar los efectos del estado tensional son, como hemos dicho, muy reducidas en el caso de la sección de una obra subterránea las posibilidades de minimizar las zonas de plastificación son muy importantes. La figura N°20 muestra la evolución de diseño en los últimos 20 años de la sección de una gran caverna subterránea. Esta evolución va acompañada de una disminución del hormigón en masa en beneficio del bulonaje y hormigón proyectado. Para realizar una optimización de la sección de una

obra subterránea resultan de especial utilidad los estudios de sensibilidad realizados mediante el método de los elementos finitos.

3.- CRITERIOS DE ROTURA

Uno de los primeros problemas que se plantea al diseñar una estructura es saber si la roca va a plastificarse o no; para resolver este problema se puede recurrir a emplear un criterio de rotura.

3.1 Criterios deterministas.

Los criterios deterministas están basados en un modelo mecánico del que se deriva una relación entre las tensiones que actúan sobre el punto considerado de tal forma -- que si se cumplen inexorablemente se debe producir la rotura de la roca en ese punto. Vamos a examinar algunos de los criterios más conocidos.

3.1.1 Criterio de Coulomb.

Coulomb supone que la rotura se produce cuando la tensión máxima que se genera en la roca alcanza a la resistencia al corte natural. Por lo tanto la formulación del criterio de Coulomb es

$$\tau_R = \tau_{MAX} = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right) \quad (10)$$

Cuya representación es una recta en el plano de Mohr, Fig. N°21 A.

Este criterio apenas se emplea ya que supone que la resistencia al corte de las rocas es igual en tracción -- que en compresión

3.1.2 Criterio de Coulomb - Navier.

El criterio de Coulomb - Navier supone que la rotura se produce también por corte y que la resistencia al corte de una roca es una función lineal de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno. Su formulación corresponde precisamente a la expresión (5)

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi$$

El criterio de Coulomb - Navier puede relacionarse con las tensiones principales según la expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

El criterio de Coulomb - Navier es el más utilizado ya que al ser una expresión lineal es fácilmente utilizable en los programas de cálculo aproximado.

La figura 21 B muestra la representación del criterio de Coulomb - Navier. En la práctica, teóricamente, este criterio puede ser determinado por dos ensayos de laboratorio.

3.1.3 Criterio de Mohr.

La realidad es que el comportamiento de las rocas al esfuerzo cortante no es estrictamente lineal en función de la resistencia normal. Por ello Mohr supone que la curva intrínseca de una roca es una función del tipo

$$\tau = f(\sigma) \quad (11)$$

que debe ser ajustada para cada roca realizando varios ensayos triaxiales.

La rotura se produce cuando la tensión de corte en un punto de la roca es superior a la que corresponde según la curva intrínseca para un nivelado de tensión normal.

La figura N°21 C muestra la representación gráfica del criterio de Mohr.

3.1.4 Criterio de Griffith.

En realidad Griffith elaboró una teoría para justificar la rotura de las rocas mediante la propagación por fracción, de las fisuras preexistentes.

Los resultados de Griffith han sido empleados como criterio de rotura a partir de la siguiente expresión:

$$\tau^2 = 4 \sigma_T^2 + 4 \sigma_T \cdot \sigma \quad (12)$$

La representación del criterio de Griffith se muestra en la figura N°21D en la que se aprecia que, en este caso la cohesión de la roca es el doble de la resistencia a tracción.

3.2 Criterios empíricos.

Desde que en 1773 Coulomb enunciara el primer criterio de rotura ha habido muchos intentos para definir un criterio teórico para predecir la rotura de las rocas. La razón de que ninguno de los criterios existentes haya tenido una utilización universal radica en el hecho de que son numerosos los parámetros que gobiernan el proceso de rotura de las rocas; parámetros que dependen tanto de la propia roca, como del estado tensional, condiciones de diseño, interacción entre la roca y el sostenimiento cuando se utiliza. Por ello en los últimos años se han desarrollado algunos criterios empíricos que, aunque no poseen el deseado rigor científico,

ofrecen la gran ventaja de acercarse a la realidad del fenómeno físico.

3.2.1 Criterio de BIENIAWSKI.

BIENIAWSKI (1974) aprovechando los resultados de los ensayos realizados en CSIR de Sud-Africa adjuntó estadísticamente la ecuación propuesta por MURRELL (1965):

$$\sigma_1 = F \cdot \sigma_3^A + \sigma_3 \quad (13)$$

σ_1 y σ_3 tensiones principales

F y A parámetros a determinar.

BIENIAWSKI estudió cuatro tipos de rocas muy comunes en África del Sur y para evitar los fenómenos de escala y errores de método modificó la expresión (.3) reduciéndola a otra adimensional:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = K \left[\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right]^A + 1 \quad (14)$$

Los valores de K y A son los que se indican en el cuadro siguiente

TIPO DE ROCA	RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE σ_c (MPa)	PARAMETROS AJUSTADOS		
		K	A	ERROR
NORITA	283	5,0	0,75	3,6%
CUARCITA	188,4	4,5	0,75	9,2%
ARENISCA	64,5	4,0	0,75	5,8%
CALIZA	3	3,0	0,75	5,6%

Como podemos observar los valores del ajuste realizados son muy buenos aunque a este criterio puede achacarse que solo es utilizable para algunas rocas muy específicas de África del Sur

3.2.2 Criterio de HOEK-BROWN.

HOEK Y BROWN (1980) han elaborado un criterio empírico de rotura definido por la expresión siguiente:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s} \quad (15)$$

σ_1 y σ_3 son las tensiones principales.

σ_c = resistencia a compresión simple de la roca intacta.

m y s parámetros a determinar.

La expresión (15) puede escribirse, de forma simplificada:

$$\sigma_{in} = \sigma_{3n} + \sqrt{m \sigma_{3n} + s} \quad (16)$$

Si suponemos $\sigma_3 = 0$ en la ecuación (15) tenemos

$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \sqrt{s}$, pero σ_1 es la resistencia a compresión simple del macizo rocoso σ_{cs} luego

$$\sigma_{cs} = \sqrt{s \cdot \sigma_c^2} \quad (17)$$

Para la roca intacta $s = 1$ ya que $\sigma_{cs} = \sigma_c$, para un material granular sin cohesión; como $\sigma_{cs} = 0$, resulta $s = 0$.

En cuanto al valor de m; tenemos que, si consideramos el estado de rotura por tracción, poniendo $\sigma_1 = 0$ (ensayo brasileño) en (15) resulta como $\sigma_3 = \sigma_t$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c}{2} (m - \sqrt{m^2 + 4s}) \quad (18)$$

Para un material roto totalmente $s = 0$ y $\sigma_t = 0$

Para la roca intacta $m = \frac{\sigma_c}{|\sigma_t|}$

Dadas las dificultades que existen para determinar la resistencia a tracción σ_t es preferible considerar m como un parámetro y ajustarlo estadísticamente.

A veces interesa expresar el criterio de rotura en función de las resistencias normal y de corte movilizadas en la superficie de rotura.

En este caso siguiendo a DALLMEYER (1952) HOEK y BROWN adoptan las siguientes expresiones:

$$\sigma = \sigma_3 + \frac{\tau_n^2}{\tau_n + \frac{m\sigma_c}{8}} \quad (19)$$

$$\tau_n = (\sigma - \sigma_3) \cdot \sqrt{1 + \frac{n \cdot \sigma_c}{4 \tau_n}} \quad (20)$$

donde $\tau_n = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$ (21)

El valor normalizado de σ_n puede determinarse mediante las expresiones:

$$\tau_n = A (\sigma_n - \sigma_{tn})^B \quad (22) \quad \text{donde según (18)}$$

σ_{tn} vale:

$$\sigma_{tn} = \frac{1}{2} (m - \sqrt{m^2 + 45})$$

La figura N°22 muestra algunos de los valores de m y s determinados por HOEK y BROWN.

A partir de estas formulaciones de principio HOEK y BROWN han determinado 30 criterios de rotura para cinco familias diferentes de rocas dividiendo cada una de ellas en seis clases en función de las propiedades geométricas del macizo rocoso que pueden ser determinadas a partir de la clasificación de BIENIAWSKI (CSIR) o de BARTON (NGI).

La figura N°23 muestra las expresiones obtenidas para cada caso.

Esta es una aportación muy importante ya que a partir de investigaciones de campo puede estimarse en que condiciones se iniciará la plastificación del macizo rocoso.

3.2.3 Criterio de WILSON.

WILSON (1980) admite un comportamiento a la rotura con una caída brusca de resistencia y con una resistencia residual en la roca plastificada.

Para la roca sin plastificar el criterio de rotura es:

$$\sigma_1 = R \cdot \sigma_3 + \sigma_c \quad (23)$$

que coincide con el de BIENIAWSKI (13) si $A = 1$ para la roca plastificada el criterio de rotura es

$$\sigma_1^* = R \cdot \sigma_3^* \quad (24)$$

Según WILSON R está definido por

$$R = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad (25)$$

siendo ϕ el ángulo de rozamiento interno de la roca.

WILSON (1977) propone los siguientes valores de R para algunas rocas

2 < K < 3	Rocas sedimentarias débiles
K = 4	Carbón (referido al que existe en U.K.)
5 < K < 6	Areniscas

En estas condiciones WILSON determina el estado tensional alrededor de una galería circular sometida a un campo hidrostático llegando a la conclusión de que el radio de la zona de plastificación está dado por

$$r_p = r_o \left\{ \frac{2q - \sigma_c + p' \cdot (R + 1)}{(p + p') \cdot (R + 1)} \right\} \frac{1}{R-1} \quad (25)$$

en donde

r_o = radio de la galería

q = tensión de campo

σ_c = resistencia a compresión simple del macizo rocoso

p' = efecto de aumento de cohesión debido al rozamiento de los fragmentos rocosos en la zona plastificada.

p = resistencia del sostenimiento

No existirá plastificación si $r_p = r_o$ en la expresión (25) para lo cual

$$\frac{2q - \sigma_c + p' \cdot (R + 1)}{(p + p') \cdot (R + 1)} = 1 \quad \text{es decir}$$

$$2q = \sigma_c + (R + 1) p \quad (15) \text{ y como } q = \beta H$$

resulta que la profundidad crítica para que se produzca plastificación en la roca valdrá

$$H_{cr} = \frac{\sigma_c + (R + 1) p}{2\beta} \quad (26)$$

Para estimar σ_c WILSON supone que

$\sigma_c = \frac{\sigma_{CL}}{f}$ siendo σ_{CL} la resistencia a compresión simple de la roca intacta y f un parámetro definido mediante

la siguiente tabla:

VALOR DE	CARACTERISTICAS DEL MACIZO ROCOSO
1	Roca masiva sin discontinuidades (Hormigon)
2	Discontinuidades muy separadas en roca fuerte
3	Discontinuidades apreciables en roca fuerte
4	Discontinuidades muy próximas en roca normal
5	Discontinuidades muy próximas en roca blanda
6 - 7	Rocas rotas en las proximidades de las fallas

Habitualmente los sostenimientos empleados en galerías y túneles cumplen que $p < 1$ MPa, siendo el valor normal $p = 0,2$ MPa. Nótese que si $p = 0$ la expresión (26) se convierte en

$$H_{cr} = \frac{\sigma_c}{2\beta} \quad (27) \text{ que se -}$$

deduce fácilmente de un análisis puramente elástico.

4.- EFECTOS DE LA PLASTIFICACION

Hemos visto que a la plastificación se llega por un incremento del estado tensional sobre las obras subterráneas que las rocas no pueden aceptar por lo que realizan un trabajo de deformación, fig. N°24, hasta conseguir equilibrar el estado tensional. La deformación de las rocas en la post-rotura va unida siempre de una pérdida de resistencia y por ello los picos de presión en la zona plastificada son menores que los que se producirían en un macizo rocoso que se comportar elásticamente tal como muestra la figura N°25

De esto podemos deducir que cuanto menos resista un macizo rocoso, antes se plastificará, los picos de presión -- que acepte serán menores y la corona de terrenos afectados será mayor. Como sabemos que la plastificación va asociada a -- grandes deformaciones, mucho mayores que las elásticas, el resultado es que una cavidad trazada en una roca plastificada -- sufrirá una apreciable disminución de sección que tendremos -- que tener en cuenta en el momento del diseño si no queremos -- que el resultado final sea una galería o un túnel perfectamen -- te inservible.

4.1 Radio de plastificación.

Hemos indicado en el apartado 3.2.3 que en la hipótesis de WILSON el radio de plastificación está dado por la expresión (25)

$$r_p = r_0 \left\{ \frac{2q - \sigma_c + p' (R + 1)}{(p + p') \cdot (R + 1)} \right\}^{\frac{1}{R-1}} \quad (25)$$

Si se admite una caída progresiva de resistencia la expresión del radio de plastificación está dada por

$$r_p = r_0 \left\{ (1 - \text{sen } \phi) \cdot \frac{q + C \cdot \text{ctg } \phi}{p + C \cdot \text{ctg } \phi} \right\}^{\frac{1 - \text{sen } \phi}{2 \text{ sen } \phi}} \quad (20)$$

Notese que el radio de plastificación depende en todos los casos de la presión que ejerce el sostenimiento de la estructura, que es la presión de equilibrio. A pesar de esto no debemos caer en la tentación de intentar eliminar la plastificación empleando fuertes sostenimientos pues esta es una meta simplemente imposible de alcanzar. A modo de ilustración la figura 26 muestra los resultados obtenidos por WILSON -- (1977) que aseveran la afirmación anterior.

4.2 Cálculo de la reducción de sección.

En la hipótesis de WILSON (1980) el movimiento del perímetro de la galería está dado por

$$U_0 = r_0 \frac{1 + \nu}{E} \left\{ \frac{(R-1)q + \sigma_c}{(R+1)} \right\} \left\{ \frac{2q - \sigma_c + p' (R+1)}{(p + p') (R+1)} \right\}^{\frac{2+\epsilon}{R-1}} \quad (29)$$

En la expresión (29) todos los factores son conocidos excepto

ν = coeficiente de Poisson

E = módulo de elasticidad del macizo

ϵ = coeficiente de expansión del terreno

Según WILSON $0 < \epsilon < 0,5$ aunque recomienda tomar $\epsilon = 0,2$ para los terrenos carboníferos

En el caso de que no se produzca una caída brusca de resistencia la expresión de la deformación del perímetro de la galería está dado por :

$$U_0 = r_0 \left\{ (1 + \nu) \frac{q + C \cdot \cot \phi}{E} \left(\frac{r_p}{r_0} \right)^2 \sec \phi + \varepsilon \cdot \left[\left(\frac{r_p}{r_0} \right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (30)$$

4.3 Criterios de sostenimiento.

La plastificación no debe ser considerada como algo indeseable sino como la defensa de los macizos rocosos ante las condiciones de trabajo que impone la construcción de obras subterráneas.

Actualmente las obras subterráneas son cada día más difíciles. Ejemplo de ello es el túnel de SEIKAN, el más largo del mundo, entre las islas de Honshu y Hokkaido y el recientemente inaugurado paso bajo los Alpes que una Francia e Italia que ha sido seguramente el túnel con mayor recubrimiento que se ha construido. En el futuro estas situaciones serán más frecuentes y por lo tanto la plastificación estará cada día más presente en las obras subterráneas.

Ya hemos señalado que el colocar sostenimientos cada vez más resistentes no solo no es una buena solución sino que es un desastre económico; por ello vamos a indicar a continuación algunos principios que deben seguirse si se quiere conseguir un sostenimiento seguro y eficaz.

4.3.1 Conservar la cohesión del macizo.

Ya hemos visto que la mayoría de los criterios de ruptura se expresan en función de la tensión tangencial y la cohesión ejerce un papel fundamental para garantizar la estabilidad. La figura N°27, ilustra como un medio con $C \neq 0$ y $\phi = 0$ permite la realización de una galería que puede ser estable

sin sostenimiento; por el contrario un medio con $\phi \neq 0$ y $C = 0$ exigirá siempre el empleo de un sostenimiento.

Para conservar la cohesión es preciso emplear métodos de excavación que afecte exclusivamente a la roca que se desea arrancar. El método ideal es el de empleo de topas, -- fig. 14, y minadores fig. 29. Cuando se deba recurrir al empleo de los explosivos se deberá utilizar la técnica de las voladuras de contorno entre las que el precorte es la más empleada. fig. 30.

4.3.2 Aprovechar la dilatación.

Hemos visto, en el apartado 2.2 la gran importancia que tiene la dilatación en el comportamiento al corte de los macizos rocosos. La dilatación está asociada a pequeñas deformaciones razón por la cual es muy conveniente colocar un sostenimiento lo más rápidamente posible. Para cumplir esta exigencia el balonaje fig. 31 y el gunitado, fig. 32, son dos herramientas de excepcional utilidad.

Debe recordarse que la dilatación está asociada a tensiones normales bajas razón por la cual el sostenimiento que se coloque "al corte" para aprovechar la dilatación puede ser un sostenimiento provisional que, en su momento, podrá ser reforzado.

4.3.3 Minimizar la presión de equilibrio.

Recordemos que el equilibrio de un macizo rocoso de comportamiento elasto-plástico en el que se crea una galería está regido por una presión mínima de equilibrio que corresponde a una deformación determinada, fig. N°33 El momento de colocación del sostenimiento definitivo es muy importante ya que de él depende que se pueda alcanzar o no la presión de equilibrio y que esta se acerque al valor mínimo o no.

Logicamente el sostenimiento más económico es evidentemente aquel que trabaja con la mínima presión de equilibrio.

4.3.4 Evitar las disimetrías tensionales.

Hemos visto en el apartado 2.4 que una distribución asimétrica de tensiones produce picos de presión muy fuertes y zonas con fracturas. Resulta imposible convertir un campo tensional asimétrico en otro simétrico; pero si la excavación y el sostenimiento se realizan sin cuidado pueden distorsionar el campo tensional provocando efectos indeseados como el que se muestra en la figura N°34.

Una medida eficaz para evitar estos problemas consiste en asegurar un perfecto contacto entre el macizo rocoso y el sostenimiento. En el caso de emplear sostenimientos convencionales (hormigón, dovelas, cuadros metálicos...) es imprescindible, para evitar la disimetría de los esfuerzos, rellenar perfectamente los huecos que se crean en el trasdós del sostenimiento recurriendo a rellenarlos con madera, piedras e incluso realizando una inyección a baja presión. Esta medida contribuye a mejorar el confinamiento del macizo rocoso y por lo tanto a aumentar su resistencia.

5.- CONCLUSIONES

La plastificación es la respuesta de las rocas cuando el campo tensional rebasa el límite elástico del macizo rocoso. La posibilidad de plastificación se acrecienta al aumentar la profundidad a que están trazadas las excavaciones y va acompañado de una pérdida de resistencia y aumento de la deformación que lleva consigo una reducción de la sección.

La plastificación puede proverse a partir de criterios de rotura del tipo determinista o empiristas. Aunque será deseable disponer de un criterio de rotura determinista

que fuera de aplicación general; en el estado actual de conocimientos resultan de mayor interés los criterios empíricos.

La plastificación no debe ser considerada como un aspecto negativo en la construcción de túneles y galerías; antes al contrario, hay que tenerla presente a la hora de diseñar un sostenimiento para que este sea seguro y eficaz.

6.- BIBLIOGRAFIA

EARTON, N.

The shear strength of rock and rock joints.
International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
Pergamon Press, 1976, Vol 13 pp. 225/279

DILNIAWSKI, Z.T.

Estimación de la resistencia de las rocas.
Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy. Marzo 1974.

HOEK, E. ; BROWN, E.T.

Empirical Strength Criterion for Rock Masses.
Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE.
GT9, Sep. 1980.

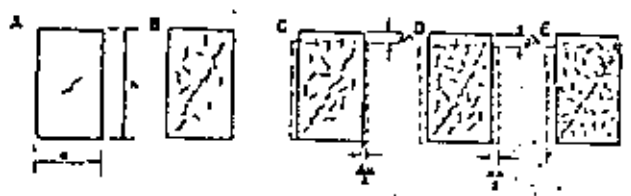
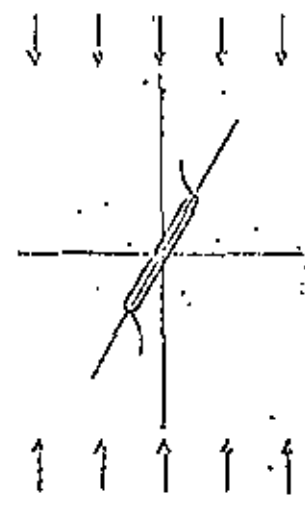
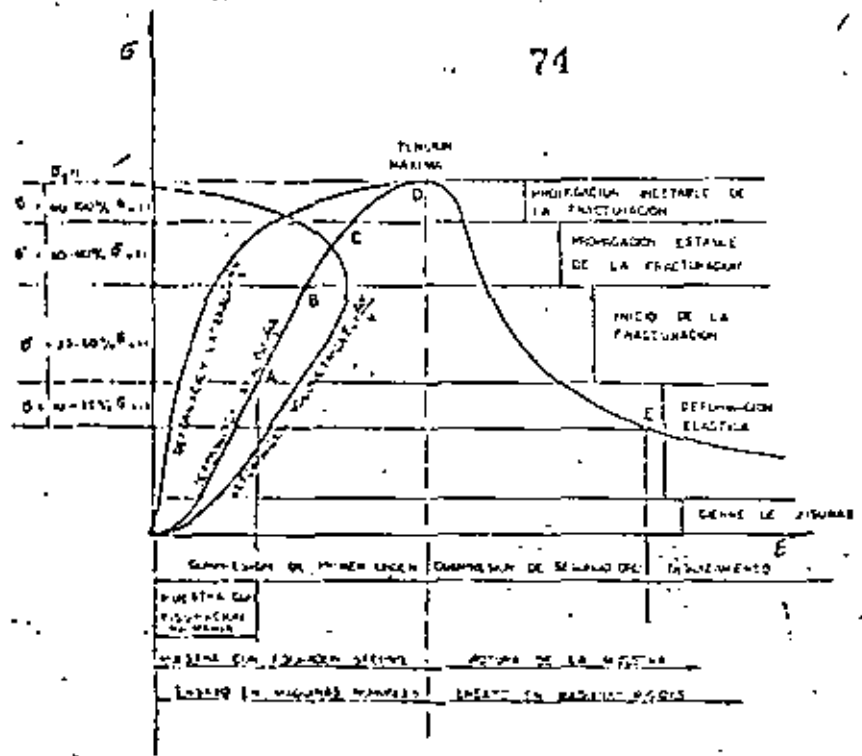
PANET, M.

Mécanique des Roches appliquée aux ouvrages du Génie Civil
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris 1977

WILSON, A.H.

Effet des zones de déformation plastique sur la maîtrise de la tenue des terrains.

6^{ème} Conférence Internationale sur les pressions de terrains
Banff, Canada Sep. 1977



ESTADO DE LA MUESTRA EN LAS DISTINTAS ETAPAS DEL ENSAYO

Fig. 3 - CURVA TÍPICA DE UN ENSAYO A COMPRESIÓN SIMPLE SERVOCONTROLADO

Fig. 4 PROPAGACIÓN DE LA FISURACIÓN EN UNA SOLICITACIÓN A COMPRESIÓN

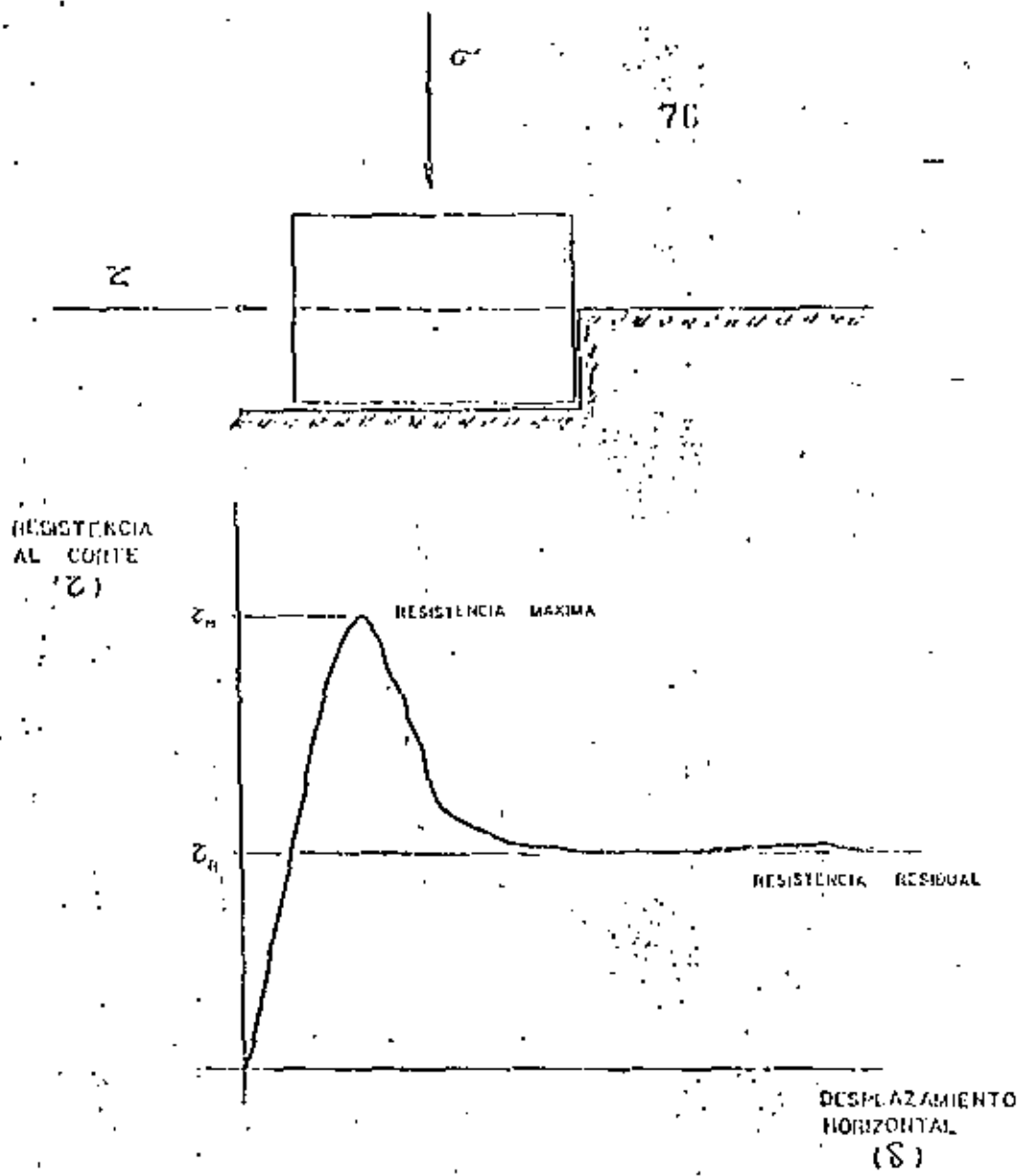


Fig. 6 ENSAYO DE CORTE Y CURVA TIPICA

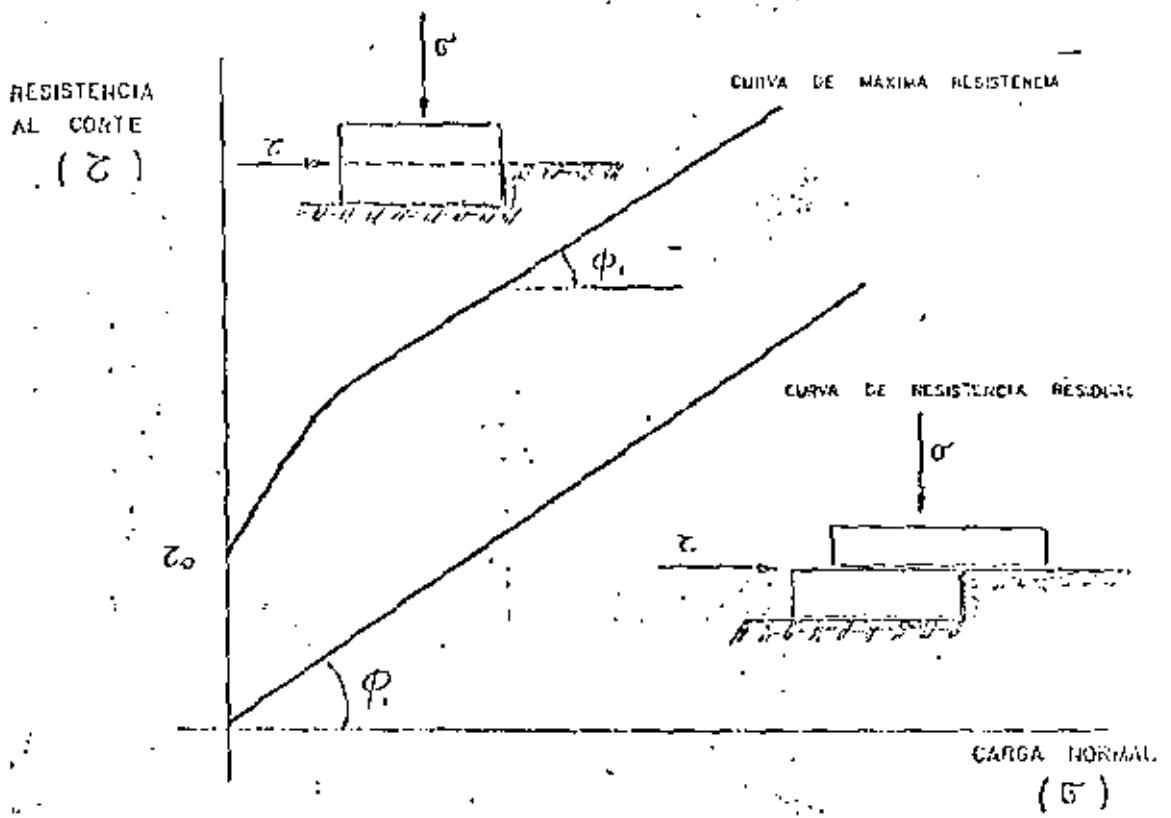


Fig. 7 CURVAS DE RESISTENCIA INTRINSECA Y RESIDUAL PARA ROCAS INTACTAS

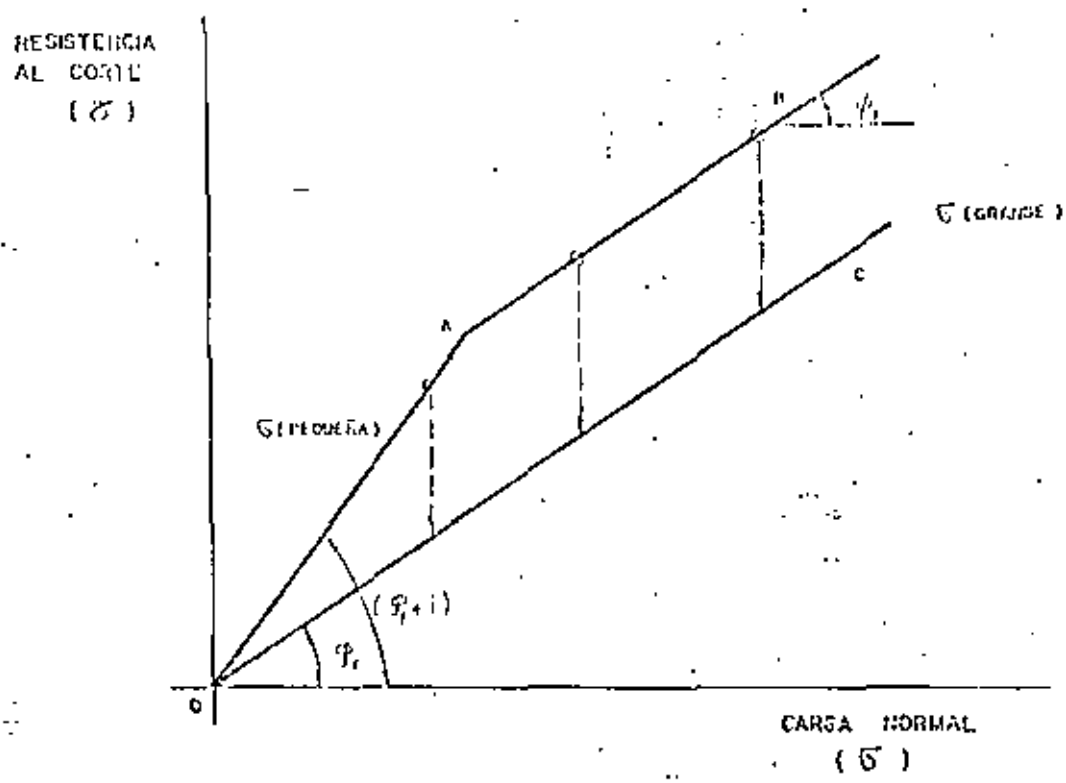
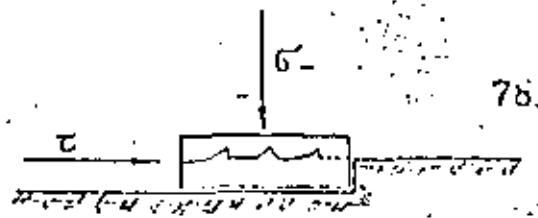


Fig. 8 CURVAS DE RESISTENCIA INTRINSECA PARA ROTURA SEGUN SUPERFICIES DENTADAS

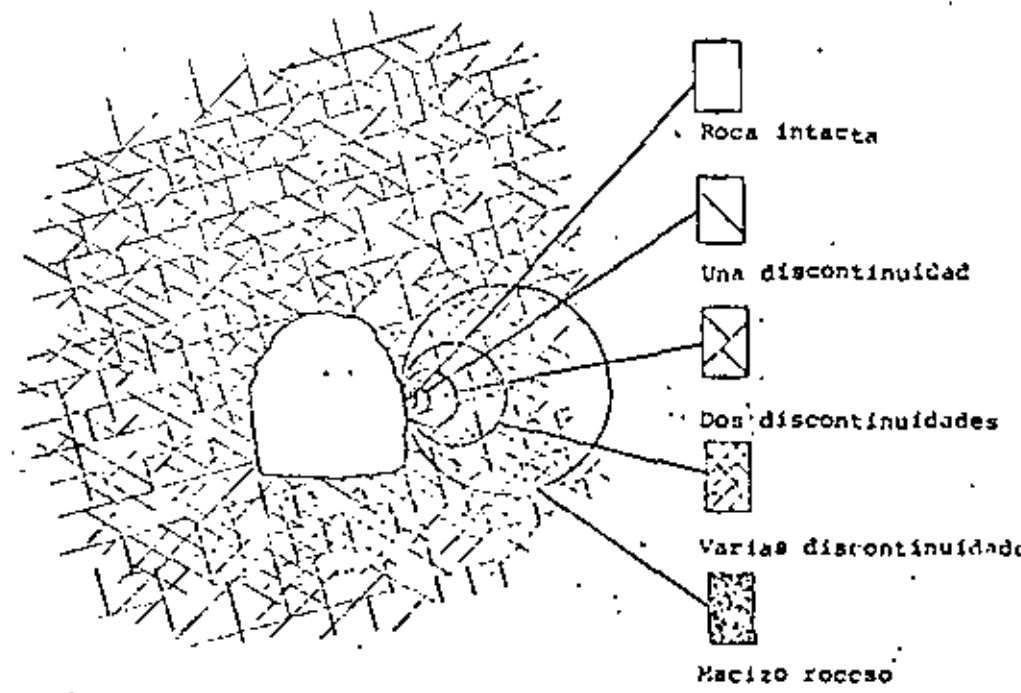
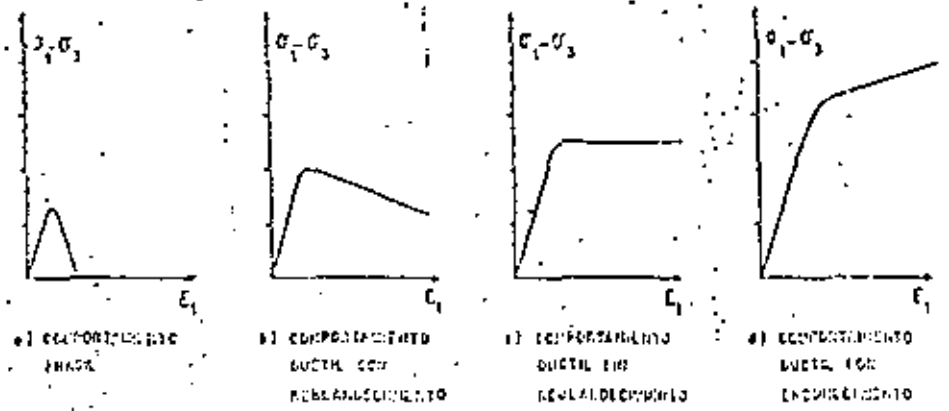
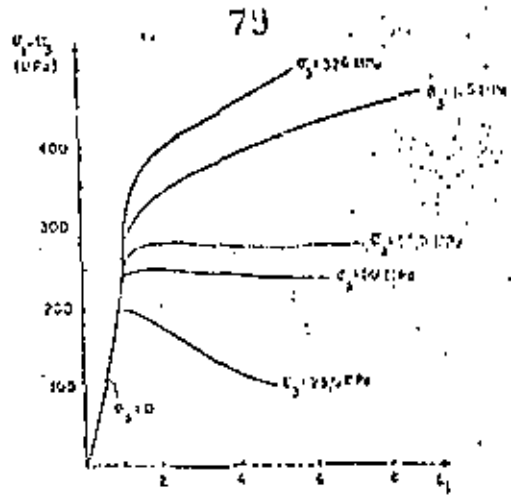
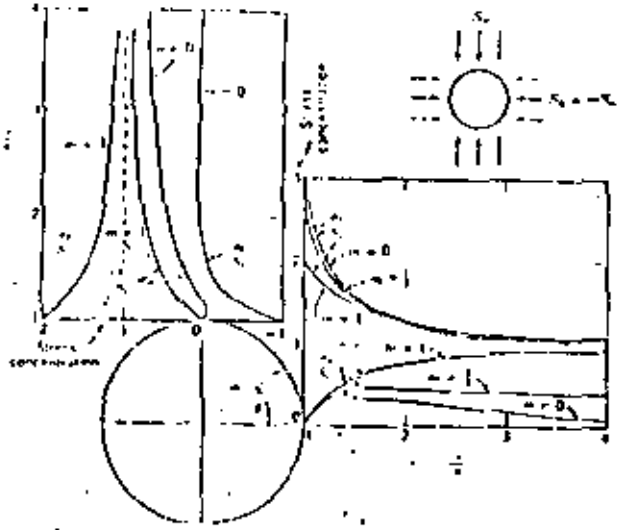


Fig. N°15 Transición de roca intacta a macizo rocoso

Fig. 9 EFECTO DE LA TENSION DE CONFINAMIENTO (σ_3) SOBRE EL COMPORTAMIENTO MECANICO DE LAS ROCAS A COMPRESION

A. Galeria circular



A. Galeria rectangular

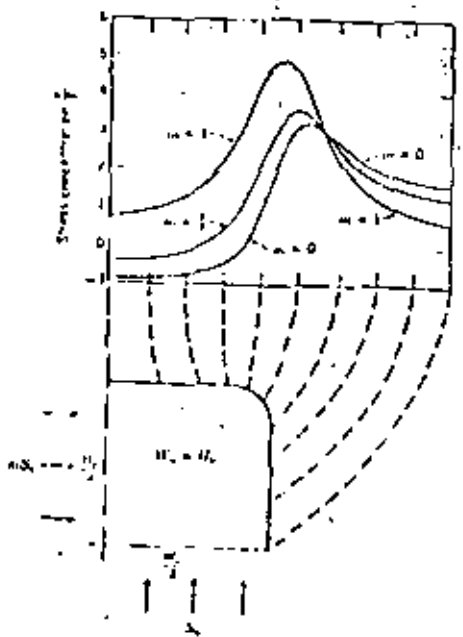


Fig. N°17 Influencia del estado tensional sobre el pico de presión en una galería

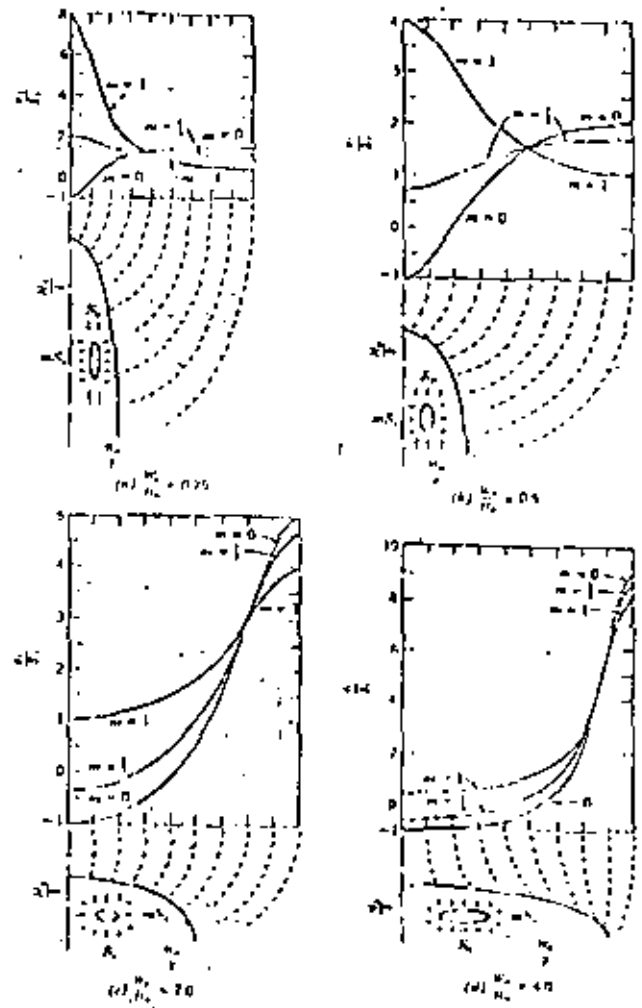


Fig. N°18 Efecto de la sección de una galería elíptica sobre la distribución de tensiones

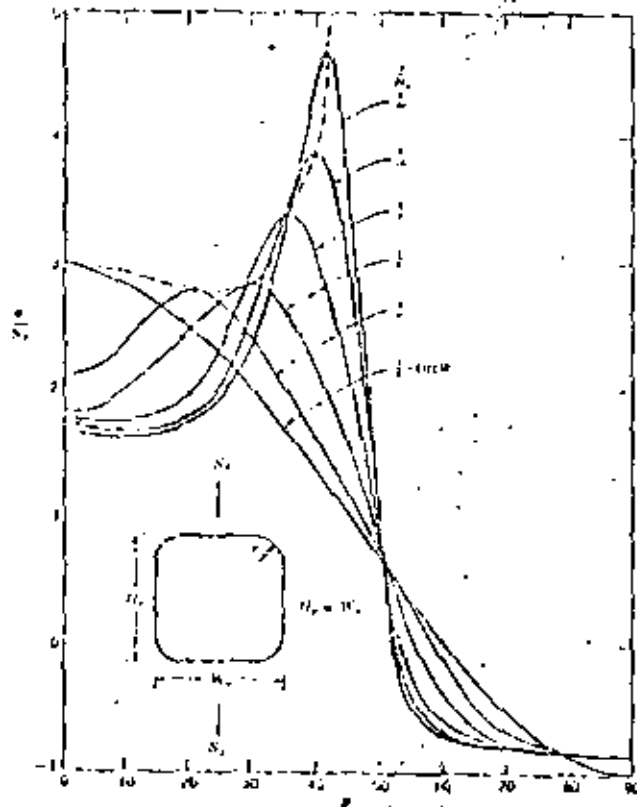


Fig. N°19 Efecto del radio de curvatura en las esquinas de una galería rectangular sobre el estado tensional

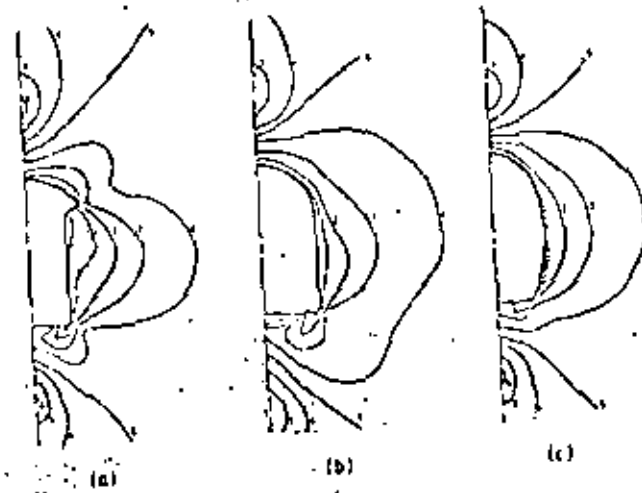
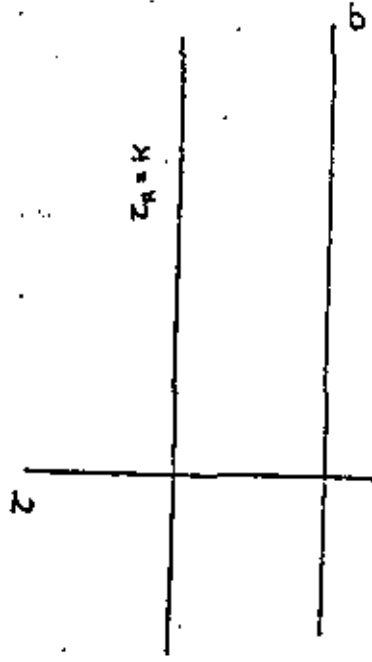
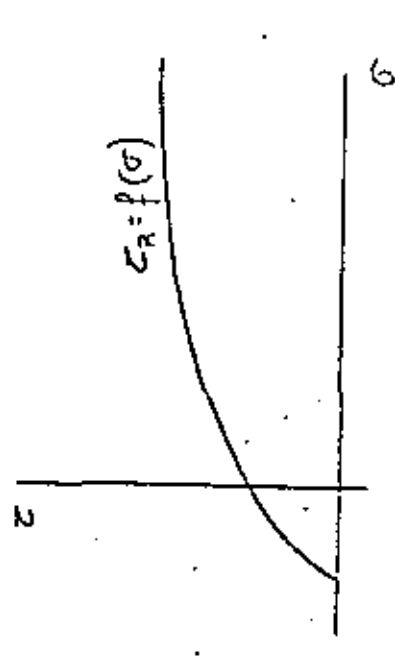


Fig. N°20 Efecto del diseño de una estructura sobre el estado tensional.

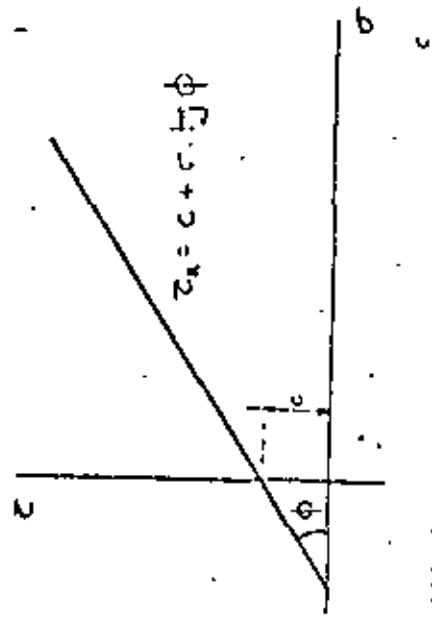
A.- Coulomb



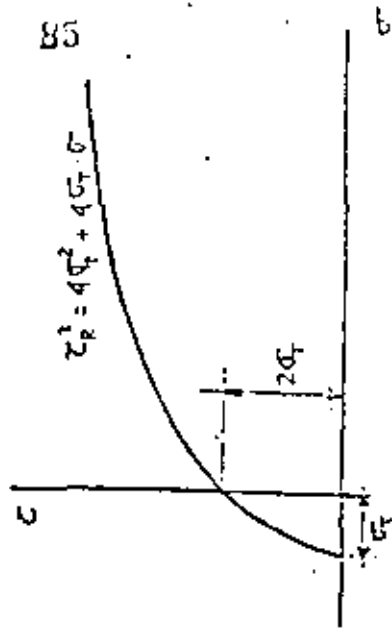
C.- Mohr



B.- Coulomb - Navier



D.- Griffith



Nº21 Representación de los criterios de rotura más usuales

Rock type (1)	Date from reference numbers (2)	Number of test samples (3)	Range of σ_c in pounds per square inch (4)	μ (5)	Coefficient of variation of test results (6)
Limestone	21, 41, 51	34	6,100-29,000	5.4	0.18
Marble	6, 43	25	21,000-23,000	6.9	0.10
Metavolc	3, 44	34	—	7.3	0.47
Granite	11, 17, 21, 24, 31, 34, 35, 36	105	7,700-18,000	10.6	0.10
Sandstone	1, 5, 8, 21, 22, 26, 41, 41, 41, 41, 41	275	5,700-37,100	14.3	0.17
Dolomite	9, 21, 23	51	42,000-11,000	15.2	1.91
Quartzite	5, 27, 41	59	22,500-42,000	18.4	0.14
Chert	27	24	24,000	20.3	0.15
Marble	5	17	—	23.2	0.17
Quartzite	12	10	27,000 (natural) to 35,000 (dry)	23.4	0.18
Gabbro	12	10	29,700 (natural) to 30,000 (dry)	23.9	0.17
Gneiss	12	10	16,000 (natural) to 22,000 (quartzite)	24.5	0.11
Amphibole	34	10	21,000 (natural) to 29,000 (quartzite)	28.1	0.18
Granite	9, 21, 23, 41, 43, 51, 51	109	18,000-30,000	27.9	0.15

Strength Parameters for Direct, Indirect and Reconstituted Samples and Analysis

Specimen description (1)	Tested by (2)	Number of data points (3)	Specimen size, inches (millimeters) (4)	μ (5)	σ (6)	Coefficient of variation of test results (%) (7)
Jointed fresh rock material	Jager (33), Golden Associates, Vancouver	5	2.0 (51), 4.0 (102)	10.8	0.00	0.15
Undisturbed closely jointed samples obtained using triple tube core barrel	Jager (33)	7	6.0 (152)	0.271	0.0000	0.15
Graded mine bench samples reconstituted to close to natural weight	Hougenour, Copper Ltd	12	6.0 (152)	0.114	0	—
Fresh to slightly weathered rock reconstituted to a unit weight of 127.5-135 pcf (2.0-3.07 t/m ³)	SMEC*	15	22.5 (572)	0.140	0	—
Moderately weathered rock reconstituted to a unit weight of 114.3 pcf (2.99 t/m ³)	SMEC*	5	22.5 (572)	0.230	0	—
Highly weathered rock reconstituted to a unit weight of 102.5 pcf (2.61 t/m ³)	SMEC*	5	22.5 (572)	0.230	0	—

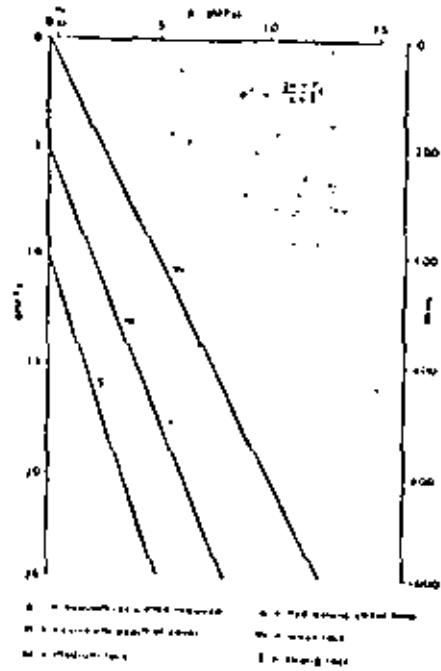


Fig. N°26 Presión necesaria del sostenimiento para evitar la plasticificación

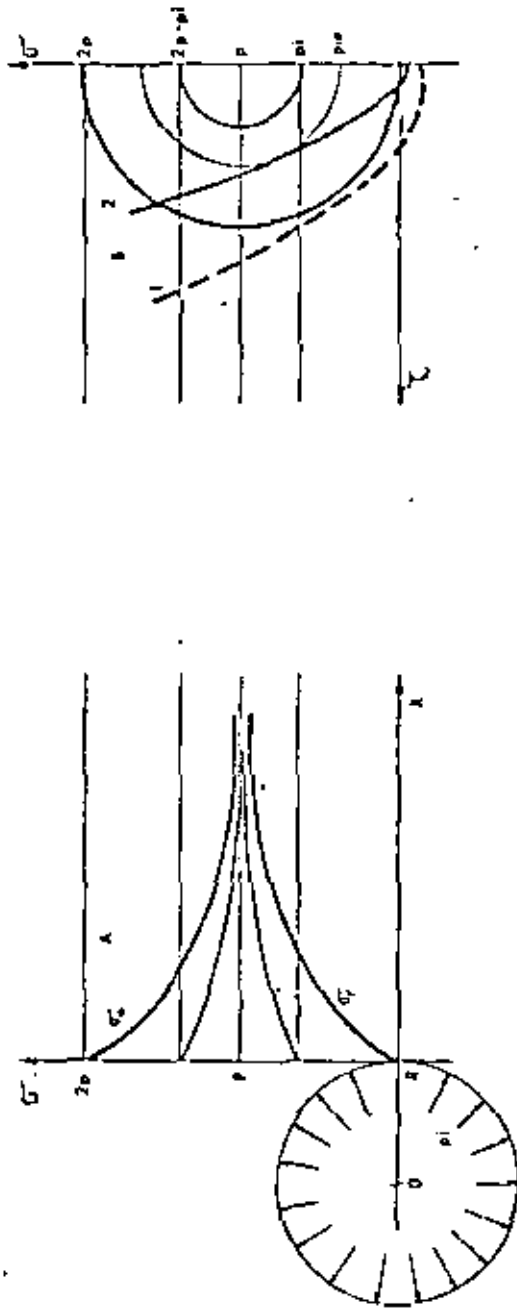
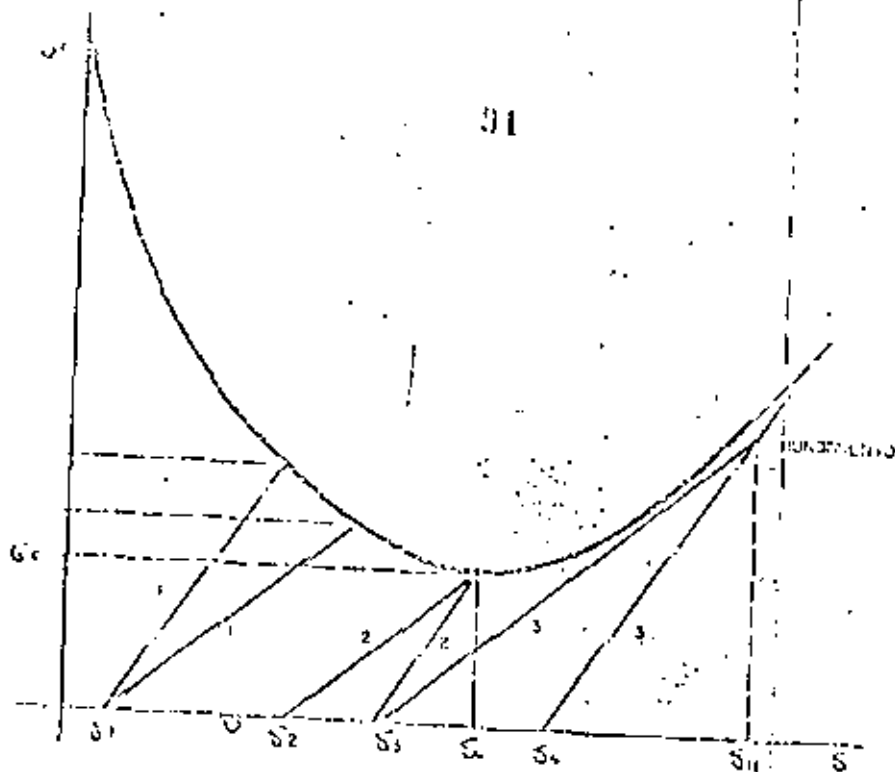


Fig. 27 EFECTO DE LA COHESION SOBRE EL SOSTENIMIENTO



— CURVA CARACTERÍSTICA SOSTENIMIENTO FLEXIBLE

- - - CURVA CARACTERÍSTICA SOSTENIMIENTO RIGIDO

TECNICAS DE CAMPO PARA LA CARACTERIZACION DE MACIZOS

B. Celada Tamames
Dr. Ingeniero de Minas

- 1.- Introducción.
- 2.- Determinación de las características resistentes "in situ".
 - 2.1.- Ensayo bajo carga puntual.
 - 2.1.1.- Aparatos empleados.
 - 2.1.2.- Procedimiento de ensayo.
 - 2.1.3.- Cálculos.
 - 2.1.4.- Presentación de resultados.
 - 2.1.5.- Corrección de Brook.
 - 2.2.- Ensayo de rebote con el martillo Schmidt.
 - 2.3.- R.Q.D.
 - 2.4.- Angulo de rozamiento efectivo.
- 3.- Clasificaciones geomecánicas.
 - 3.1.- Clasificación de WICKHAM.
 - 3.1.1.- Obtención del R.S.H.
 - 3.1.2.- Criterios de dimensionamiento.
 - 3.2.- Clasificación de Barton.
 - 3.2.1.- Determinación del índice Q.
 - 3.2.2.- Criterios para dimensionar el sostenimiento.
 - 3.2.3.- Tipos de sostenimiento.
 - 3.3.- Clasificación de Bieniawski.
 - 3.3.1.- Determinación del R.M.R.
 - 3.3.2.- Dimensionado del sostenimiento.
- 4.- Conclusiones.
- 5.- Bibliografía.

(Fig. 33) EFECTO DE LA RIGIDEZ Y MOMENTO DE COLACION DE UN SOSTENIMIENTO EN UNA GALERIA SOBRE ROCA ELASTOPLASTICA

B. Celada Tomames
Dr. Ingeniero de Minas

Introducción

Cuando se desea conocer si una roca va a resistir un determinado nivel tensional suele recurrirse a emplear un criterio de rotura que suele ser función de las características existentes de la roca que habitualmente están representadas por las resistencias a compresión, al corte y a tracción. De estos tres parámetros la resistencia a compresión simple es, con mucho, el más utilizado y de hecho se han encontrado relaciones empíricas que ligan la resistencia a compresión con los otros dos parámetros. Así Miller (1965) propone la siguiente expresión para relacionar las resistencias a compresión (σ_c) y a tracción (σ_t) expresadas en Kg/cm²:

$$\sigma_c = 21 \sigma_t + 280 \quad (1)$$

Por otro lado Fairhurst (1964) propone para estimar la resistencia al corte, τ , la expresión:

$$\tau = \sigma_c \frac{\sqrt{1+n} - 1}{n} \left(1 + n \frac{\sigma}{\sigma_c}\right)^{1/2} \quad (2)$$

donde

σ_c = resistencia a compresión simple.

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_t}$$

σ = tensión normal sobre el plano de rotura

A pesar de la simplificación que supone emplear estas expresiones al determinar correctamente la resistencia a compresión simple de una roca es un proceso relativamente caro ya que

se requiere preparar unas probetas de dimensiones adecuadas (figura 1, y dispone de un equipo de garantía suficiente (fig. 2.); por otro lado los valores obtenidos en el laboratorio corresponden a las características de la "roca intacta" ya que necesariamente en el proceso de preparación de las probetas se produce un fenómeno de selección que hace disminuir la intensidad de la fracturación. Debido a este proceso de selección la resistencia real del macizo rocoso es muy inferior a la de la roca intacta debido fundamentalmente a la presencia de discontinuidades tal como se ilustra en las figuras 3, 4 y 5.

Aunque existen fórmulas mediante las cuales se puede evaluar el efecto de escala que representan los ensayos de laboratorio la tendencia actual se dirige hacia la consideración de las características geomecánicas del medio rocoso a estudiar lo cual exige cuantificar la resistencia mecánica del macizo y considerar la presencia de las discontinuidades estructurales. Siguiendo este concepto se han desarrollado una serie de ensayos "in situ" que se caracterizan por su sencillez y bajo coste que son el punto de partida para aplicar las llamadas clasificaciones geomecánicas.

2.- Determinación de las características resistentes "in situ"

Los métodos de determinación de las características resistentes de las rocas "in situ" son en realidad "métodos portátiles" ya que lo que se pretende con ellos es realizar ensayos de fácil ejecución para suplir con el mayor número de ensayos que permite su bajo coste la menor precisión obtenida. Los ensayos que describiremos son: Ensayo de Rotura bajo carga puntual, Ensayo de rebote con el martillo Schmidt, R.Q.D. y determinación del ángulo de rozamiento interno.

2.1.- Ensayo bajo carga puntual (Franklin)

Con el ensayo de carga puntual se pretende obtener "in situ" una estimación sobre la resistencia a compresión

sión simple de las rocas sin necesidad de tener que obtener probetas cilíndricas perfectamente mecanizadas. Pueden emplearse fragmentos de roca con forma irregular que se someten a la acción de una carga puntual mediante dos punzones cónicos accionados por una bomba hidráulica manual. El aparato puede ser trasladado perfectamente por dos personas.

Este ensayo fue propuesto por J.A. FRANKLIN al COMMITTEE ON LABORATORY TEST de la INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS que lo ha adoptado y normalizado en los siguientes términos.

2.1.1.- Aparatos empleados

La máquina de ensayo consta del sistema de carga (bastidor, bomba hidráulica, cilindro hidráulico y placas de carga), de un sistema de medida de la carga P necesaria para romper la muestra de roca y un sistema para medir la distancia D entre los extremos de los punzones.

Las especificaciones para cada sistema son:

a) El sistema de carga debe poder ajustarse para poder ensayar muestras de roca de un tamaño comprendido entre 25-100 mm, para lo cual es necesario una fuerza máxima de 50 KN. El rozamiento entre las partes móviles del sistema de carga debe ser lo más bajo posible para no disminuir la precisión de la medida de la carga.

b) Para transmitir la carga a la muestra, deben utilizarse unos punzones cónicos con la punta truncada por una esfera como los que se muestran en la figura nº 6.

El ángulo del cono debe ser de 60° y el radio de la punta truncada de 5mm. Los punzones deben ser de un material suficientemente duro para que no se dañen durante el ensayo. Los dos punzones deben estar perfectamente alineados para que sus ejes sean coaxiales, el bastidor de la prensa debe ser lo suficientemente rígido para asegurar que no se pierde la coaxialidad durante el ensayo. No deben emplearse en este ensayo asientos esféricos u otros componentes no rígidos.

c) El sistema de medida de carga debe indicar la carga de rotura P con una aproximación de $\pm 2\%$ respecto a la resistencia de la muestra ensayada. Debe incorporar un sistema indicador de la carga máxima, de tal forma que pueda registrarse y leerse la carga de rotura después del fallo de la muestra. El sistema de medida debe resistir al arriete hidráulico y a las vibraciones de tal forma que conserve la precisión de las lecturas durante el ensayo.

d) El sistema de medida de la distancia entre los punzones, D , debe tener una precisión de $\pm 0,5$ mm, debe permitir realizar un ensayo de la posición equivalente al cero y debe ser robusto para que mantenga la precisión durante el ensayo.

2.1.2.- Procedimiento de ensayo

a) Las rocas que deban ensayarse deben, en primer lugar, clasificarse en grupos mediante una determinada...

na que cada uno de estos grupos tengan una resistencia uniforme. Deben utilizarse para los ensayos las muestras que sean cilíndricas. Las muestras deben ensayarse con unas condiciones de humedad próximas a las originales. En ensayos de precisión las muestras deben almacenarse a una temperatura comprendida entre $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ y $50 \pm 5\%$ de humedad durante 5-6 días antes del ensayo.

- b) Ensayo diametral. Las muestras deben tener una relación longitud/diámetro mayor que 1,4. Deben realizarse como mínimo diez ensayos de cada uno de los tipos de rocas. Una vez seleccionadas las muestras, una de ellas se coloca entre los punzones y se aproximan estos hasta que ocupen una línea diametral. La distancia entre el punto de contacto de un punzón y un extremo de la muestra, debe ser como mínimo $0,7 D$. (fig. 7A). Se registra la distancia D y se aumenta la carga hasta la rotura, registrándose también la carga última P .
- c) Ensayo axial. Deben utilizarse muestras con una relación longitud/diámetro de $1,1 \pm 0,05$ (fig. 7B). Pueden realizarse ensayos diametrales con las muestras más largas para obtener muestras apropiadas para los ensayos axiales. A ser posible deben realizarse diez ó más ensayos con cada tipo de roca. La muestra se coloca en la prensa y los punzones se aproximan hasta hacer contacto con el eje de la muestra. Se registra la distancia D y se aumenta la carga hasta la rotura, regis-

trándose la carga máxima alcanzada P .

- d) Ensayo con muestras irregulares. Se seleccionan muestras de roca con diámetros medios de unos 50 mm. y con relación entre el diámetro más largo y el menor entre 1,0 y 1,4 (fig. 7C). Por lo menos deben realizarse veinte ensayos con cada tipo de roca. Cada muestra se coloca en la prensa de ensayo y se aproximan los punzones hasta que hagan contacto a lo largo del diámetro mayor de la muestra, lo más lejos posible de las esquinas y cuñas de la muestra. Se registra la distancia D y se aumenta la carga hasta la rotura registrándose la carga última alcanzada P .
- e) Rocas anisotropas. Las rocas que estén estratificadas, tengan esquistosidad o presenten otras formas observables de anisotropía, deben ser sometidas a ensayos, tanto en la dirección de máxima resistencia como en la menos resistente. Cuando se ensaya una muestra estratificada horizontalmente, los ensayos diametrales dan los valores más bajos de la resistencia, pero para ello hay que asegurarse que la carga se aplica estrictamente en sentido longitudinal de los planos de debilidad. El espaciamiento de los ensayos diametrales debe ser tal que los fragmentos resultantes permitan realizar ensayos axiales, teniendo en cuenta que la separación entre los punzones en el ensayo axial debe medirse en la dirección perpendicular a los planos de estratificación y no necesariamente según el eje

de la muestra. Un proceso similar debe seguirse para ensayar muestras irregulares de rocas anisotropas.

2.1.3.- Cálculos

- a) El índice de resistencia bajo carga-puntual, se calcula como el cociente:

$$I_p = \frac{P}{D^2} \quad (3)$$

- b) Para clasificar las rocas debe utilizarse el índice que corresponde a un diámetro de 50 mm. ($I_p(50)$), este índice se obtiene a partir de los índices I_p corregidos con el factor que se muestra en la figura nº 8.
- c) Debe utilizarse el valor medio de cada conjunto de ensayos, para lo cual se rechazan los valores más altos y más bajos, hasta que sólo queden dos. El valor medio es la media aritmética de estos valores.
- d) En los ensayos diametrales, en los cuales el diámetro de la muestra D , es efectivamente constante, debe determinarse en primer lugar la carga media de rotura P , después se calcula el índice aplicable a esta carga y se efectúa la corrección por tamaño. En los ensayos axiales y sobre masas irregulares, sin embargo, debe determinarse el índice para cada uno de los ensayos y hacer para cada uno la corrección de forma. Se considera representativo el valor medio de estos resultados.

- e) El índice de Anisotropía de Resistencia $I_a(50)$, puede calcularse como el cociente entre los índices de resistencia media en ensayos perpendiculares y paralelos a los planos de junta. $I_a(50)$ tendrá valores próximos a 1,0 para rocas isotropas y valores más altos cuando la roca es anisotropa.

2.1.4.- Presentación de resultados

Los resultados de los ensayos: diametrales, axiales y sobre muestras irregulares, perpendiculares y paralelos, a los planos de discontinuidad deben ser determinados por separado. El informe de resultados debe contener la siguiente información para cada muestra ensayada:

- a) Número de la muestra y situación, incluyendo el estado de humedad y las condiciones de almacenamiento. Si es posible deben determinarse los valores del contenido de agua y de saturación. Deben describirse la orientación y naturaleza de cualquier plano de debilidad presente en roca.
- b) Un listado de la carga de rotura P y la separación de los punzones D en cada muestra.
- c) Los valores calculados de I_p e $I_p(50)$ para cada test. Estos valores pueden omitirse en el caso de ensayos diametrales pero debe incluirse el valor medio de la carga de rotura P .

- d) Los valores medios de $I_g(50)$ paralelos y perpendiculares a los planos de discontinuidad junto con el índice calculado para la anisotropía de resistencia.

Notas

Este es un procedimiento simple para clasificar los materiales rocosos y cuando sea necesario pueden modificarse estas recomendaciones para superar las limitaciones prácticas. Estas modificaciones de procedimiento deben indicarse claramente en el informe.

El índice de carga puntual está correlacionado con los valores de la compresión uniaxial y otros ensayos. Una conversión aproximada que puede usarse es:

$$\text{Resistencia a compresión uniaxial} = 24 \times I_g(50) \quad (4)$$

2.1.5.- Corrección de BROOK

Los efectos del tamaño de la muestra en el ensayo bajo carga puntual fue estudiado por Reichmuth (1968) quien para garantizar una resistencia a tracción constante proponía la fórmula:

$$S_t = K_s \frac{P}{h^2} + K_b P \quad (5)$$

Donde:

S_t = tensión de tracción

P = carga aplicada

h = distancia entre los puntos de aplicación de carga

K_s = factor de forma

K_b = factor de fragilidad

Los valores de K_s y K_b se obtuvieron experimentalmente. Este análisis no demostró la existencia de un efecto de forma. BROOK y FRANKLIN simplificaron la expresión anterior, reduciéndola a:

$$I_g = \frac{P}{d^2} \quad (6)$$

donde:

I_g = índice de resistencia

P = carga

d = distancia entre los puntos de carga

BROOK y FRANKLIN encontraron una considerable variación en los valores de la resistencia para diferentes tamaños y formas. Para superar el problema propusieron emplear en los ensayos testigos de 50 mm. de diámetro y para otros diámetros pusieron a punto un factor de corrección.

BIENIAWSKI (1974) confirmó el efecto del tamaño de los testigos y también la relación entre la resistencia a compresión uniaxial (σ_c) y el índice de carga puntual (I_g), mediante la expresión

$$\sigma_c = 24 \cdot I_g \quad (7)$$

SUNDAE (1974) utilizó los ensayos de carga puntual para estudiar el efecto del volumen de la muestra sobre la resistencia aparente. Para ello empleó muestras en forma de discos y utilizó la expresión:

$$\text{Resistencia} = \frac{P}{\pi \cdot d \cdot t} \quad (8)$$

donde:

d = diámetro del disco

t = espesor del disco.

SUNDAL confirmó la teoría de RINGMUTH ya - que según él, el único valor que afectaba el índice de carga puntual, era el área de la sección de rotura.

PENG (1976), mediante un análisis de elementos finitos realizado sobre los trabajos de SUNDAL llegó a la conclusión de que para obtener una distribución estable de tensión \underline{d} debe ser mayor o igual que $\underline{1}$. Estas deducciones están en conflicto con el método de BROCH y FRANKLIN.

BROOK (1977) ha estudiado recientemente este tema y ha propuesto algunas modificaciones para evitar los problemas y presentados.

Por supuesto se admite que si se utilizan muestras de tamaño constante no aparecen problemas de forma, pero este método es muy restrictivo. Las muestras de 50 mm. de diámetro propuestas por BROCH y FRANKLIN no son fácilmente obtenibles en el caso de rocas estratificadas.

BROOK ha demostrado que si la rigidez de las diversas muestras de rocas puede considerarse constante en los ensayos bajo carga puntual, dado que la deformación está concentrada en la proximidad de los puntos de carga, puede admitirse que la energía de deformación es proporcional al volumen de la roca representado por la sección transversal de menor área A. La relación entre la carga aplicada P y A es:

$$P = K.A^{0,75} \quad (9)$$

donde K es una constante que depende de la resistencia de la roca.

Este resultado fue confirmado posteriormente por BUTTIENS (1973) quien encontró la siguiente relación

$$\frac{P}{d^{1,5}} = \text{constante} \quad (10)$$

donde d es el diámetro del testigo.

La figura nº 9 muestra las relaciones entre las cargas aplicadas y $A^{0,75}$ para las areniscas de DARLEY DALE Y RIPONDEN, las calizas de BTKWOD y WHITE DERBYSHIRE y la dolerita. En todos los casos se han desechado las muestras con esbeltez inferior a la unidad siguiendo los criterios de PENE.

Para determinar el nivel de tensión (carga/área) BROOK propone utilizar el área estándar de 500 mm² que están siempre en las zonas de linealidad de la figura nº 10 y que corresponde a probetas de 1 pulgada de diámetro que son fácilmente obtenibles.

Así el índice de carga T_{500} está dado por:

$$T_{500} = \frac{\text{carga en un área de } 500 \text{ mm}^2}{500 \text{ mm}^2} \quad (11)$$

Utilizando los resultados de la figura anterior, queda:

$$T_{500} = \frac{\text{carga (KN)}}{(\text{Área})^{0,75}} \times \frac{500^{0,75}}{500} \quad (12)$$

o lo que es lo mismo

$$T_{500} = 211,5 \frac{P}{A^{0,75}} \text{ (MPa)} \quad (13)$$

En esta expresión las unidades a emplear son:

$P \rightarrow \text{KN}$

$A \rightarrow \text{mm}^2$

$T_{500} \rightarrow \text{MPa}$

El índice T_{500} puede ser obtenido directamente utilizando probetas de 1 pulgada de diámetro, o por medio de la expresión anterior.

Según la figura nº 10 que recoge numerosos ensayos a compresión simple relacionados con el índice T_{500} , la resistencia a compresión simple σ_c puede estimarse mediante la expresión:

$$\sigma_c = 12,5 \cdot T_{500} \quad (14)$$

En la figura nº 11 se muestra la correlación existente entre la resistencia a compresión simple determinada mediante el ensayo bajo carga puntual corregido por BROOK σ_{CB} y la resistencia a compresión simple determinada en el laboratorio σ_{CL} para el granito de Colmenar Viejo (Madrid).

La recta de regresión obtenida resulta ser

$$\sigma_{CL} = - 28,097 + 1,131 \sigma_{CB} \quad (15)$$

y el coeficiente de correlación es $r = 0,964$.

2.2.- Ensayo de rebote con el martillo Schmidt

El martillo Schmidt está constituido por un vástago de acero sobre el que golpea una masa impulsada por un resorte de energía determinada. El índice de Schmidt se determina por el rebote de la masa sobre el punzón que está

en contacto con la roca.

Existen tres tipos de martillo con distintas energías:

Tipo	Energía de percusión
N	0,225 M.Kg
L	0,75 M.Kg
M	3,0 M.Kg

El martillo habitualmente utilizado es el del tipo L.

El índice de rebote del martillo Schmidt puede relacionarse con la resistencia a compresión simple de la roca, conociendo su densidad, mediante el ábaco de la figura 11.

Miller (1965) ha ajustado la siguiente relación

$$\log \sigma_c = 0,00875 \cdot \gamma_r \cdot R + 2,14 \quad (16)$$

donde

σ_c = resistencia a compresión simple (Kg/cm^2)

γ_r = densidad de la roca (t/m^3)

R = índice Schmidt (martillo L)

El martillo Schmidt fue originalmente concebido para determinar la resistencia del hormigón a los 28 días de fraguado aunque muy pronto fue utilizado para estimar la resistencia a compresión simple de las rocas KOLEX (1958).

Aunque las correlaciones obtenidas en el laboratorio entre el índice Schmidt y la resistencia a compresión simple en la práctica se presentan más dificultades, lo cual está probado por la dispersión de la normativa existente para realizar los ensayos:

HUCKA (1965) recomienda que en cada punto se realicen 10 impactos y que se retenga el máximo valor alcanzado.

YOUNG y FOWELL (1978) recomiendan dividir la zona a caracterizar mediante una malla, realizar un único ensayo en el centro de la malla y obtener la media.

Las instrucciones de SOILTEST (1976) recomiendan -- realizar cinco impactos en cada punto de impacto y espaciar cada punto más de 25 mm. Se debe tomar el valor medio de los 10 valores más altos.

Proceq. (1977) fabricante de martillos de este tipo, recomienda realizar diez impactos y tomar la media de los que resten al eliminar los valores que salgan del intervalo de 15 unidades respecto la media.

La BSI (1971) en su norma BS 4408 recomienda realizar entre 9 y 25 impactos calculando la media, desviación típica y coeficiente de variación.

La SIMR (1978) sugiere que deben realizarse 20 impactos, calculando la media de los 10 valores más altos -- y eliminando aquellos en los que la roca se haya fisurado.

Recientemente POOLE y FARMER (1980) han examinado, en terreros carboníferos, la consistencia y repetibilidad del ensayo Schmidt llegando a la conclusión de que el método operativo más fiable para realizar este ensayo consiste en efectuar al menos cinco impactos en cada punto y retener el valor máximo de cada grupo.

2.3.- R.Q.D.

El Rock Quality Designation (R.Q.D.) es un índice de recuperación de testigo modificado al considerar sólo los testigos mayores de 10 cm. de longitud.

La figura nº 13 ilustra el método de determinar el RQD que inicialmente fue establecido por DEERE (1963) para caracterizar rocas competentes como: rocas ígneas, calizas con estratificación gruesa, areniscas... Para que el R.Q.D. sea representativo debe obtenerse en testigos con diámetro mayor de 54 mm (2X) despreciando las fracturas provocadas por la realización del sondeo.

Este índice, de uso muy generalizado, quizá por su fácil obtención, hay que considerarlo con ciertas reservas, ya que en él influyen factores ajenos a la calidad de la roca, como son la mecánica del sondeo y pericia del sondista que lo ejecuta, que pueden producir roturas en el testigo que no sean debidas a la calidad y fracturación de la roca. Por esta razón, es conveniente que el levantamiento del sondeo para la determinación del índice se haga durante la ejecución, procurando, dentro de lo posible, que no contemple las roturas que puedan ser producidas por la sonda.

En función del R.Q.D. se establece la clasificación de las rocas en los siguientes tipos:

<u>RQD</u>	<u>Tipo de Roca</u>
90 - 100	Excelente
75 - 90	Buena
50 - 75	Media
25 - 50	Mala
0 - 25	Muy mala.

Esta clasificación, como la mayoría de las existentes, dan resultados válidos en rocas masivas y resistentes --en las que se generó su aplicación-- siendo poco útil en rocas poco resistentes.

El R.Q.D. ha sido relacionado con numerosos parámetros geomecánicos.

Así PALMSTRÖM (1974) ha relacionado el RQD con el índice de fracturación mediante la expresión

$$R.Q.D. = 115 - 3,3.J_v \quad (17)$$

para $J_v = 4,5$ R.Q.D. = 100

siendo J_v el número total de juntas por metro cúbico, que se obtendría sumando las juntas que hay por metro, de cada familia de las existentes en el lugar de observación.

Basándose en datos experimentales en distintas obras y tipos de roca, Merrit (1968) ha establecido una correlación entre el RQD y el índice de velocidad del macizo, -- que se define como el cuadrado de la relación entre velocidad sísmica en el sondeo y en el laboratorio. Este índice, es en esencia una relación entre la velocidad media de propagación de ondas en el macizo rocoso y en la roca matriz, en el cual está reflejado implícitamente la influencia de las discontinuidades del macizo.

En la figura 14, se representa gráficamente la correlación anterior debida a Merrit (1968), con indicación de las obras y tipos de roca que han servido de referencia para el estudio, que como pueda observarse, corresponden a valores de RQD la mayoría de ellos superiores a 60, lo cual puede hacernos dudar, -por falta de datos- de la validez de la correlación cuando los valores de éste sean inferiores a los que allí se representan.

En esta misma línea, de relacionar la velocidad de transmisión longitudinal en el macizo y RQD, Sjogren et al (1979) resumen en la Fig. 15 su experiencia con valores obtenidos en Escandinavia, en la cual se indican los rangos de variación de diversos parámetros observados para macizos rocosos, relacionándolos con los valores del RQD. Estos parámetros son los siguientes:

- velocidad de transmisión longitudinal
- fracturas por metro
- longitud media del testigo obtenido en sondeo
- espaciado de fracturas
- módulo dinámico de deformación

Estos autores comentan en su comunicación, la observación hecha en 8 casos diferentes de túneles construidos, cuya anchura oscila entre 2,5 y 20 metros; y deducen que para velocidades medias de transmisión longitudinal en la roca, inferiores a 4,500 m/seg., el porcentaje de la longitud con sostenimiento respecto a la total de túnel, es superior al 70%, siendo inferior al 15% para velocidades superiores a la anterior.

A partir del RQD se han establecido reglas empíricas basadas en la experiencia de los que las han propuesto, para el dimensionamiento de sostenimientos en excavaciones subterráneas. Estas son más conocidas y utilizadas en Norteamérica y en general, son válidas para túneles de no más de 12 m de anchura; así pues, en función de la anchura del túnel y del valor del RQD, cada autor propone los tipos de sostenimiento que estima más adecuados para la excavación. Debe tenerse en cuenta que la presencia de juntas abiertas y/o meteorizadas en la roca suele exigir un incremento de los sostenimientos propuestos.

Otro; Figura 16, recoge en función de la calidad de la roca -RQD- y del sistema de ejecución -convencional o con topo-, los posibles sistemas de entibación a base de cerchas de acero, bulones y hormigón proyectado. Su campo de aplicación es para túneles de diámetro comprendido entre 6 y 12 metros. Para el dimensionamiento de las cerchas, se indica la carga de roca previsible, - como hacía Terzaghi en sus reglas empíricas.

En la figura nº 17 se recogen las recomendaciones

de MERRIT (1972), para el sostenimiento de túneles en función de su anchura y del R.Q.D.

Distingue tres zonas: la superior, en la que no se requiere sostenimiento o sólo son necesarios bulones ocasionales; la central, en la que se requiere bulonado sistemático en cuadrícula de 1,2 a 1,8 m. a veces combinado con hormigón proyectado, y la inferior, donde se requiere la colocación de cerchas.

2.4.- Ángulo de rozamiento efectivo

Habitualmente se admite que el ángulo efectivo de rozamiento de una discontinuidad de roca está comprendido entre el ángulo básico de rozamiento y el ángulo que resulta al considerar la contribución al rozamiento de la rugosidad de la discontinuidad. La figura nº 18 ilustra este concepto.

BARTON (1976) sugiere que la determinación del ángulo básico de rozamiento ϕ_b puede realizarse en el laboratorio a partir de muestras de roca en las que las discontinuidades a ensayar, mediante corte, presenten una rugosidad moderada.

Dado que estos ensayos son costosos STIMPSON (1981) ha propuesto la determinación del ángulo básico de rozamiento ϕ_b a partir de los testigos obtenidos en los sondeos de investigación. Para ello se necesitan tres testigos de roca que se colocan sobre una base que puede inclinarse gradualmente y cuya inclinación puede medirse con una precisión de 10,5°.

Se colocan los tres testigos según muestra la figura 19a sobre la base en posición horizontal y se empieza a inclinar gradualmente la base hasta que se produce el deslizamiento del testigo superior sobre los dos inferiores que le sirven de apoyo. En el momento del desliza-

miento se registra el ángulo de inclinación α .

De acuerdo con la figura 19c tenemos

ϕ_{AB} = ángulo efectivo de rozamiento entre los testigos A y B.

ϕ_{AC} = ángulo efectivo de rozamiento entre los testigos A y C.

ϕ_b = ángulo básico de rozamiento de la roca.

R = reacciones sobre el testigo A.

W = peso del testigo A.

θ = ángulo que forma respecto a la vertical la línea que une los centros de los testigos A y C.

En el equilibrio límite se cumple

$$R = \frac{W \cdot \cos \theta \cdot \cos \alpha}{2}$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento del testigo superior sobre los dos que permanecen estáticos está dada por:

$$\frac{W \cdot \cos \theta \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi_{AB}}{2} + \frac{W \cdot \cos \theta \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi_{AC}}{2} \quad \text{es decir}$$

$$\frac{W \cdot \cos \theta \cdot \cos \alpha}{2} (\operatorname{tg} \phi_{AB} + \operatorname{tg} \phi_{AC}) \quad (18)$$

La fuerza que favorece el deslizamiento del testigo superior está dada por

$$W \cdot \operatorname{sen} \alpha \quad (19)$$

igualando (18) y (19)

$$W \cdot \operatorname{sen} \alpha = \frac{W \cdot \cos \theta \cdot \cos \alpha}{2} (\operatorname{tg} \phi_{AB} + \operatorname{tg} \phi_{AC}) \quad \text{es decir}$$

$$(\operatorname{tg} \phi_{AB} + \operatorname{tg} \phi_{AC}) = \frac{2 \operatorname{sen} \alpha}{\cos \theta \cdot \cos \alpha} = 2 \operatorname{sen} \theta \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (20)$$

113

Existen infinitos valores de ϕ_{AB} y ϕ_{AC} que satisfacen la ecuación (20) pero considerando que los testigos han sido obtenidos con el mismo procedimiento de sondeo y considerando que la roca es homogénea podemos admitir que

$$\phi_A = \phi_{AB} = \phi_{AC} \quad (21)$$

Con lo cual la ecuación (20) se convierte en

$$\operatorname{tg} \phi_A = \operatorname{sec} \theta \cdot \operatorname{tga} \quad (22)$$

Por otro lado de la figura 19a resulta que

$$\operatorname{sec} \theta = \frac{2}{\sqrt{3}} = 1,155 \quad (23)$$

Con lo cual sustituyendo (23) en (22) queda

$$\operatorname{tg} \phi_A = 1,155 \cdot \operatorname{tga} \quad (24)$$

Con lo cual a partir de la ecuación (24) puede determinarse el valor del ángulo efectivo de la roca considerada a partir de la inclinación de la base en el momento en que se produce el deslizamiento del testigo superior.

En la tabla siguiente se muestran los valores encontrados por STIMPSON en dos series de 10 ensayos sobre la caliza de Tyndall.

Nº DE ENSAYO	1ª SERIE		2ª SERIE	
	α (Grados)	ϕ_A (Grados)	α (Grados)	ϕ_A (Grados)
1	32	36	27	30
2	34	38	28	32
3	20,5	32	29	33
4	28	32	27,5	31
5	25,5	29	24	27
6	22	25	27,5	31
7	22,5	26	26	29
8	21,5	24	24,5	28
9	23,5	27	25	28
10	28	32	26	29
MEDIA		30°	X	30°
DESVIACION TIPICA		4,7°		1,9°

3.- Clasificaciones geomecánicas

Dada la gran cantidad de parámetros que caracterizan el comportamiento de una masa rocosa frente a la creación y explotación de una estructura es muy difícil establecer unos modelos teóricos que permitan con la precisión deseada dimensionar el sostenimiento de las estructuras excavadas en roca. Por ello en los últimos años se ha manifestado la tendencia a evaluar la competencia de las rocas a partir de ensayos "in situ" simples y de la consideración del estado geomecánico del macizo. Esto ha dado lugar a la creación de las clasificaciones geomecánicas que, en cada caso particular, se traducen en un índice que quiere reflejar las condiciones en las que debe acometerse el sostenimiento de una estructura en roca.

No existe ninguna clasificación universal que se adapte

3.1.1.- Obtención del R.S.R.

115

bien a definir cualquier tipo de terreno, esto se debe principalmente, a que son muy diversas la génesis, composición e historia geológica de las rocas, y como por otra parte los autores de las clasificaciones existentes han basado la elaboración de éstas en su propia experiencia. Por ello su utilidad será mayor en zonas geológicamente parecidas a las que han servido de base en su preparación.

Aunque hay muchas clasificaciones y algunas como la de LAUFER han jugado un gran papel en el pasado, en lo que sigue nos referiremos a las de WICKHAM, BIENIAWSKI y BARTON que son las que actualmente presentan más interés.

3.1.- Clasificación de Wickham

El R.S.R. (Rock Structure Rating) es un índice definido por Wickham, Tiedemann y Skinner en 1972 para establecer una clasificación geomecánica de rocas, con vistas al predimensionamiento de sostenimientos en obras subterráneas en U.S.A. Para ello estudiaron más de 100 casos de túneles, a partir de los cuales, establecieron la clasificación y las normas para el dimensionamiento.

Hay que hacer notar que en los casos estudiados, los sostenimientos estaban constituidos por cerchas metálicas -caso usual en obras de este tipo en Norteamérica- y que el desarrollo de los criterios de dimensionamiento se apoya en las hipótesis de Terzaghi de uso muy extendido en U.S.A.

En primer lugar, se define un índice determinativo de la calidad de la roca a partir de la observación de la misma, y a continuación se fijan los criterios de dimensionamiento para el sostenimiento de la excavación.

El índice R.S.R. se define como la suma de tres parámetros ($R.S.R. = A + B + C$), con los que se pretende caracterizar al macizo rocoso para la excavación de una obra subterránea.

Estos parámetros representan las siguientes características:

- A: Parámetro función de la litología y estructura del macizo.
- B: Parámetro que relaciona la orientación de las fracturas y la dirección de perforación del túnel con la separación de las primeras.
- C: Parámetro que relaciona las condiciones hidrogeológicas y el estado de las diaclasas.

La variación de estos valores es la siguiente:

- A: entre 8 y 30
- B: entre 12 y 50
- C: entre 5 y 20

El índice R.S.R. tiene por tanto un rango de variación entre 25 y 100. El valor del R.S.R. será mayor, cuanto mejor sea la calidad de la roca y más favorable la disposición de sus juntas respecto a la excavación.

En la figura nº 20 se indica la forma de estimar los valores de los citados parámetros. En ella, se puede observar como los valores de dependen de la suma de A y B, es decir, que el

efecto del agua y su influencia en el valor del R.S.R., está condicionado por los aspectos litológicos y estructurales del macizo y por la influencia del diaclasado.

De la misma forma, puede verse como el mayor "peso" dentro del conjunto corresponde a la influencia del diaclasado -parámetro D- seguido de los condicionantes litoestructurales -A- y en tercer lugar, por las condiciones hidrogeológicas (C).

3.1.2.- Criterios de dimensionamiento

Antes de exponer estos criterios, los autores introducen un concepto denominado "R.R. Límite" (R.R.), que es una relación entre el sostenimiento real colocado - en los casos estudiados por los autores en túneles ejecutados - y el que hubiese sido necesario colocar suponiendo la hipótesis de carga de Terzaghi, para carga sobre el techo.

$$P_1 = 1,38 (B+H) \gamma_t \cdot B \quad (25)$$

B = anchura (pies)

H = altura (pies)

γ_t = densidad roca (libras/pie³)

P_1 = carga sobre el techo (libras/pie de túnel).

A partir de P_1 y usando las Tablas de la pag. 238 del texto de Terzaghi (1946), se obtiene la separación de cerchas, para la carga P_1 , que llamaremos S_d .

Si el espaciado de cerchas en los túneles

observados -hablamos del mismo tipo de cerchas- lo llamamos S_a .

$$\text{Se define } RR = \frac{S_d}{S_a} \times 100 \quad (26)$$

Por tanto: RR es en porcentaje la relación entre el espaciado teórico de cerchas propuesto por Terzaghi, para el caso de arena incoherente bajo el nivel freático, y el espaciado real observado en los túneles construidos, que han servido para el estudio.

Representando para los casos de túneles estudiados los valores de R.S.R. y RR, los autores han obtenido una correlación entre ambos, que -- puede verse en la figura 21 con su correspondiente intervalo de confianza del 90% de los puntos. La regresión obtenida es: $(RR + 70) (RSR + 8)^2 = 6,000$.

En la tabla que se adjunta en la figura 21, se pueden observar las parejas de ambos valores, pudiendo decirse que para túneles con R.S.R. = 27, las necesidades de soporte serían las de Terzaghi, y para R.S.R. = 77 no sería necesario soporte. Entre ambos valores, las necesidades de soporte se expresan en porcentaje (R.R.) de las -- propuestas por Terzaghi.

Una vez definido R.R., se puede hallar la presión unitaria sobre el sostenimiento a partir de la hipótesis de Terzaghi, llegándose a la expresión de ésta, para una densidad de la roca de 129 libras/pie³:

$$W_r = \frac{D \times RR}{320} \quad (27)$$

donde D = diámetro del túnel (pies)

W_r se expresa en 10^3 libras/pie²

o puesto de otra forma en función del R.S.R.:

$$W_r = \frac{D}{302} \left[\frac{6,000}{RSR+8} \right] - 70 \quad (28)$$

que relaciona la carga para dimensionar el sostenimiento con el diámetro del túnel y el valor del R.S.R. de la roca.

A partir del valor W_r se pueden definir los elementos necesarios de soporte, considerando éstos, como una estructura sometida a ese estado de cargas.

- Las cortinas se pueden dimensionar a partir de las tablas de Terzaghi.

- Para el espesor de hormigón proyectado se propone la siguiente regla empírica:

$$t = \frac{D}{150} (65 - RSR) \quad (29)$$

t = espesor hormigón proyectado en pulgadas
D = diámetro en pies.

- El espaciado de bulones -considerados de una pulgada de diámetro con una carga de trabajo de 24,000 libras- se obtiene a partir de la expresión:

$$s = \sqrt{\frac{24}{W_r}} \quad (30)$$

s = espaciado de bulones (pies x pies)

W_r = presión sobre el sostenimiento (10^3 libras/pie²).

En la figura 22 se representan gráficamente los criterios de dimensionamiento expuestos anteriormente en función del RSR, para un túnel de 6 m. de diámetro.

En la figura 23, se representa un factor de ajuste del R.S.R. en función del diámetro del túnel, por el cual habrá que multiplicar el valor R.S.R. obtenido, cuando la excavación se realice con topo.

3.2.- Clasificación de Barton

Barton y otros investigadores establecen una clasificación geomecánica de las rocas, a partir de un índice de calidad "Q" que obtienen de 6 parámetros procedentes de la observación del macizo rocoso, para los que establecen la correspondiente valoración.

Igual que en otras clasificaciones, y procedente de la experiencia y observación de túneles construidos, se establecen unos criterios empíricos para el dimensionamiento del sostenimiento, en función de Q y de las dimensiones del túnel.

Fundamentalmente esta clasificación ha sido establecida basándose en la experiencia del sostenimiento de túneles en rocas competentes de tipo granítico.

3.2.1.- Determinación del índice Q

El índice Q viene dado por la expresión:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \cdot \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \cdot \left(\frac{J_w}{SRF} \right) \quad (31)$$

donde:

- RQD - es el índice de calidad de la roca.
- Jn - índice de diaclasado que contempla la cuantía de la fracturación.
- Jr - índice de rugosidad que contempla la rugosidad, presencia de relleno y continuidad de las juntas.
- Ja - índice de alteración que contempla la alteración en las juntas.
- Jw - coeficiente reductor por la presencia de agua.
- SRF - (stress reduction factor) es un coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional en el macizo rocoso.

Los 3 grupos formados con estos parámetros tienen el siguiente significado:

$\frac{RQD}{Jn}$: representa el tamaño de los bloques

$\frac{Jr}{Ja}$: representa la resistencia al corte entre los bloques

$\frac{Jw}{SRF}$: representa la influencia del estado tensional.

El rango de variación de los parámetros es el siguiente:

- RQD : entre 0 y 100
 Jn : entre 0,5 y 20
 Jr : entre 0,5 y 4
 Ja : entre 0,75 y 20
 Jw : entre 0,05 y 1
 SRF : entre 0,5 y 20

En la figura nº 24 se reflejan los criterios de valoración de estos parámetros.

El rango de variación del índice Q está entre 0,001 y 1,000. Este intervalo se ha dividido en 9, que dan lugar a la siguiente clasificación cualitativa:

- entre 0,001 y 0,01 : Roca excepcionalmente mala
 entre 0,01 y 0,1 : Roca extremadamente mala
 entre 0,1 y 1 : Roca muy mala
 entre 1 y 4 : Roca mala
 entre 4 y 10 : Roca media
 entre 10 y 40 : Roca buena
 entre 40 y 100 : Roca muy buena
 entre 100 y 400 : Roca extremadamente buena
 entre 400 y 1000 : Roca excepcionalmente buena

3.2.2.- Criterios para dimensionar el sostenimiento

A partir del índice de calidad y parámetros que en él intervienen, se define empíricamente la carga para la cual se debe dimensionar el sostenimiento, tanto en la bóveda como en los hastiales.

- Presión sobre la bóveda:

La expresión es la siguiente:

$$P = \frac{2 Jn^{1/2} Q^{-1/3}}{3 Jr} \quad (32)$$

donde:

- P = presión en bóveda (K/cm²)
 Jn = índice de diaclasado
 Jr = índice de rugosidad
 Q = índice de calidad de la roca

De esta expresión se deduce que, cuanto menor sea el número de familias de juntas existen-

tes en el macizo, mayor sea la rugosidad de éstas y más alto el índice de calidad conjunto de la roca (Q), menor será la presión sobre bóveda y por consiguiente, el sostenimiento a colocar en el túnel.

Para el caso corriente de 3 familias de juntas en el macizo, ($J_n = 9$) la expresión queda:

$$P = \frac{2}{3r} Q^{-1/3} \quad (23)$$

Esta expresión es la que se representa gráficamente en la figura 25, en función de Q y $3r$, estando dentro de la zona rayada, los casos más corrientes en túneles que han servido de base a la elaboración del estudio.

- Presión sobre hastiales.

Se obtiene con la misma expresión utilizada para la bóveda, pero modificando el valor de Q, por considerar que en éstos, la presión en rocas a partir de una cierta calidad es menor que en bóveda. Por esta razón y para poder aplicar la misma expresión de la presión, lo que se hace es una "mejora ficticia" de la calidad de la roca a efectos de cálculo.

La modificación de Q se hace de la siguiente forma:

Para $Q > 10$ se emplea el valor $5 \cdot Q$
 Para $0,1 > Q > 10$ se emplea el valor $2,5 \cdot Q$
 Para $Q > 0,1$ se emplea el valor Q.

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

$$F = 2 \cdot Q^{0,66} \quad (34)$$

F = distancia al frente sin revestir (m.)

Para el dimensionamiento del sostenimiento distinguiremos tres casos:

1ª Sostenimiento de hormigón:

Calcula el espesor de éste a partir de la expresión:

$$t = \frac{P \cdot R}{\sigma_c} \quad (35)$$

donde:

t = espesor de hormigón de revestimiento (cm)
 P = presión aplicada obtenida anteriormente - (kg/cm²)
 R = radio interior del revestimiento (cm)
 σ_c = resistencia a compresión simple del hormigón (kg/cm²).

2ª Bulones:

Calcula el espaciado a partir de la presión P, y la carga de trabajo de cada bulón.

La longitud de los bulones la obtiene de la expresión:

$$L = 2 + 0,15 B/ESR \quad (36)$$

para bóveda y

$$L = 2 + 0,15 H/ESR \quad (37)$$

para hastiales, siendo:

- L = longitud del talón (m).
 B = anchura excavación (m).
 H = altura excavación (m).
 ESR = (Excavation Support Ratio) que es un parámetro que depende del tipo de excavación, cuyos valores se indican en la figura 26.

3ª Hormigón proyectado:

No da expresión para el cálculo del espesor de éste, pues considera que en pequeñas cavas (2-5 cms.), su función es evitar meteorización en la roca, especialmente en las fracturas, y no se debe utilizar para su cálculo la expresión indicada para el hormigón: $t = \frac{P.R}{\sigma_c}$, ya que, habría que recurrir a un dimensionado de rotura por corte y no por flexión como supone la expresión anterior.

3.2.3.- Tipos de Sostenimiento

En función del índice Q de calidad de la roca y del "Diámetro equivalente", se proponen 38 tipos diferentes de sostenimiento, para los cuales se indican sus correspondientes ámbitos de utilización, en el gráfico de la figura 27.

Se define "Diámetro equivalente" (De) por:

$$De = \frac{B}{ESR} \quad (36)$$

siendo:

- B = Diámetro, anchura o altura del túnel (m).
 ESR = Parámetro obtenido en la Figura nº 26 mencionada anteriormente.

En este gráfico, la divisoria entre excavaciones que no necesitan sostenimiento y las que sí lo precisan, está definida por la línea de ecuación aproximada: $De = 2.0^{0.4}$.

De los casos de túneles observados sin sostenimiento, por los autores de la clasificación, en ninguno de ellos había más de tres familias de juntas, siendo éstas inalteradas y en excavaciones secas.

Cuando se coloca un sostenimiento provisional en el túnel, el tipo a elegir para el definitivo, se obtendrá considerando un aumento en los valores de Q y ESR, con lo que se obtendrá un tipo de sostenimiento menor que el necesario, si no existiese el provisional.

Se utilizará:

- para Q, el valor 5 Q
 para ESR, el valor 1,5 ESR.

En las figuras 28, 29, 30 y 31, se definen los 38 tipos de sostenimiento referidos anteriormente.

Cada tabla de las citadas, corresponde a un rango de valores de Q, y han sido elaboradas a partir de datos en los túneles estudiados.

La clasificación de Barton que se acaba de describir, es la más completa y sofisticada de las existentes actualmente. No están suficientemente contrastadas, con casos reales de excavación de túneles, -posteriores a su publicación- las predicciones que se hacen de la presión sobre el sostenimiento y el dimensionamiento de éste. Ruddle y Preston (1978) en Nueva Zelanda, han medido presiones sobre el sostenimiento en túneles en construcción, llegando a la conclusión que tanto las predicciones de Barton como las obtenidas por Wickham a partir del R.S.R.,

son mayores que las observadas por ellos. En la referencia citada, mencionan que la aproximación es mayor usando la predicción de Wickham, si bien dicen que, los valores por ellos medidos, son del orden del 55% de los obtenidos aplicando la clasificación de Barton.

Por otro lado, de las expresiones (36) y (37) se deduce que como mínimo la longitud de los bulones empleados en el sostenimiento debe ser de 2m deducción que está totalmente en contra de la práctica habitual pues en minería usualmente se emplean bulones de longitud comprendida entre 1,6 y 1,8 m y en algunos casos hay experiencias muy satisfactorias empleando bulones de 1m de longitud, CELADA (1979)

Un aspecto que no se contempla en la clasificación de Barton, es que no tiene en cuenta para la determinación del soporte, el método constructivo. Rutledge y Preston han comprobado experimentalmente este efecto con medidas de presiones sobre el sostenimiento, para distintas formas de construcción.

3.3.- Clasificación de Bieniawski

Bieniawski publicó por primera vez su clasificación en 1973 y posteriormente la modificó en 1976 y 1979.

Esencialmente, la clasificación consiste en la obtención de un índice de calidad del macizo rocoso denominado "Rock Mass Rating" (RMR), que depende de:

- resistencia de la roca matriz
- condiciones del diaclasado
- efecto del agua
- posición relativa del diaclasado respecto a la excavación.

Para tener en cuenta la incidencia de estos factores, se definen una serie de parámetros, asignándoles unas determinadas valoraciones, cuya suma en cada caso, nos dará el índice de calidad RMR; cuyo rango de variación está entre 0 y 100.

En función del valor del RMR se clasifican las rocas en 5 categorías diferentes, para los que se definen sus correspondientes tipos de sostenimiento empíricos, que servirán de dimensionamiento previo para las excavaciones que en éstas se realicen; a la vez que se establecen criterios sobre la forma de ejecutar la excavación, así como el tiempo que pueden permanecer abiertas determinadas longitudes de excavación.

La influencia de la disposición de las discontinuidades, se valora de distinta forma, según se trate de taludes, taludes o cimentaciones.

Para las distintas categorías de roca, se indican los valores estimados de la cohesión y el ángulo de rozamiento interno del macizo.

El autor obtiene una correlación entre el módulo de deformación del macizo y el valor del RMR, para valores de éste por encima de 50.

Por último se establecen correlaciones entre el RMR, el índice Q de Barton y el RSR de Wickham.

3.3.1.- Determinación del R.M.R.

En la clasificación de 1979 el valor del RMR se obtiene por la suma de 5 parámetros en vez de los 8 considerados en 1973 con una reducción que se establece en función de la disposición de las juntas.

En realidad la diferencia entre las dos -- clasificaciones (1973 y 1979) estriba, en que se han agrupado en uno, tres de los parámetros correspondientes al estado de las diaclasas, y se han asignado valores negativos a la disposición de las mismas, excepto en el caso de "muy favorables". Los valores asignados a los distintos parámetros se han retocado, y se han definido de forma cuantitativa los adjetivos utilizados para la disposición de las juntas.

En función de los valores del RMR, se clasifica la roca en 5 categorías diferentes para los que se indican: tiempos de estabilidad en -- longitudes sin entibación, cohesión y ángulo de rozamiento interno, orientativos del macizo para cada categoría.

Los parámetros considerados para la obtención del RMR, son los que se indican a continuación:

- Resistencia de la roca sana
- RQD
- Separación entre diaclasas
- Estado de las diaclasas
- Presencia de agua
- Disposición de las juntas respecto a la excavación.

Las categorías de roca en función del valor del RMR, son las siguientes:

I	Roca muy buena	: RMR entre 81 y 100
II	Roca buena	: RMR entre 61 y 80
III	Roca media	: RMR entre 41 y 60
IV	Roca mala	: RMR entre 21 y 40
V	Roca muy mala	: RMR menor que 20.

En la Figura 32, se indican los criterios de valoración utilizados para obtener los distintos parámetros y se recoge, de forma esquemática, la clasificación y los valores orientativos de cohesión y ángulo de rozamiento en el macizo rocoso.

En la Figura 33, se representan las 5 categorías de roca en un gráfico, cuyas abscisas son los tiempos de estabilidad, y las ordenadas, son las longitudes sin sostenimiento. Se indican además los valores de RMR y de Q (Barton), y se representan puntos correspondientes a casos de túneles observados.

En la Figura 34, se representa la correlación obtenida por Bieniawski entre el módulo de deformación del macizo y los valores del RMR, -- junto con los puntos que han servido para establecerlo; y, según el autor, el margen de error que se obtiene al aplicar la correlación para obtener el dicho módulo, no supera el 20%. No obstante, pienso que esta afirmación debe admitirse con reservas, y que sólo la una mayor experiencia podrá sancionar su validez.

La correlación viene expresada por:

$$E_M = 2 \text{ RMR} - 100 \quad (39)$$

$$E_M = \text{módulo de deformación "in situ" (GPa)}.$$

3.3.2.- Dimensionado del sostenimiento

En base a la clasificación de las rocas en cinco grupos según su RMR; Bieniawski, para túneles de diámetro comprendido entre 5 y 12 m traza dos en rocas sometidas a una tensión vertical en

inferior a 300 kg/cm^2 , propone sendos métodos de ejecución y define tres tipos posibles de sostenimiento. La figura n° 35 muestra los criterios de dimensionado.

Rutledge (1978) indica las siguientes correlaciones obtenidas de trabajos realizados en Nueva Zelanda:

$$\begin{aligned} RMR &= 13,5 \text{ Log } Q + 43 \\ RSR &= 11,3 \text{ Log } Q + 46,3 \\ RSR &= 0,77 RMR + 12,4 \end{aligned} \quad (40)$$

Ya hemos comentado, figura 32, que para cada grupo de roca la clasificación de Bieniawski proporciona una orientación sobre la cohesión y el ángulo de rozamiento interno del macizo rocoso. Esta es una información que, hasta ahora, no aporta ninguna otra clasificación geomecánica y puede ser un camino muy importante para avanzar en el dimensionado del sostenimiento de estructuras subterráneas. Efectivamente a partir de los datos geomecánicos proporcionados por la clasificación de Bieniawski se podría plantear un modelo elastoplástico, que se corrigiera al variar periódicamente los datos geomecánicos, y que permitiera afrontar de una forma analítica y realista el dimensionado del sostenimiento.

4.- Conclusiones

En el momento actual existe una clara tendencia de sustituir los modelos teóricos que pretenden explicar el comportamiento mecánico de una masa rocosa, en la que se traza una estructura, en función de parámetros determinados en laboratorio.

Esto es debido al importante factor escala existente entre el laboratorio y la realidad y a la gran dificultad que su-

pone emplear un modelo que tenga en cuenta las discontinuidades de la masa rocosa y los demás parámetros que intervienen en estos fenómenos.

Los ensayos "in situ" realizados mediante técnicas simples pueden paliar estos problemas aportando datos estadísticos de mayor fiabilidad.

Por otro lado las clasificaciones geomecánicas pretenden eliminar la subjetividad al estimar la competencia de las masas rocosas y, entre todas las existentes actualmente, parece que la de Bieniawski es la que está mejor orientada.

5.- Bibliografía

- Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J.
Engineering Classification of Rock Masses for the Design of - - tunnel support.
Rock Mechanics, 1974, Vol. 6, pg. 189-236.
- Barton, N.
The shear strength of rock and rock joints.
Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 13, 1976, pg. 255-279.
- Bieniawski, S.T.
Estimating the strength of rock materials.
Jl. S. Afr. Inst. Min. Metall. 1974, pg. 312-320.
- Bieniawski, Z.T.
Rock Mass Classifications in rock engineering.
Proc. Symp. on exploitation for rock engineering. Johannesburg, 1976.
- British Standards Institution
Recommendations form Nondestructive Methods of Test for Concrete. Part 4. BS4408 (1971).

Brook, H.

A method of overcoming both shape and size effects in point - - load testing.

Proc. Corp. Rock. Eng. Univ. of Newcastle.

Dr. Geotechnical Soc. London. April 1977.

Luttiens, K.

Onderzoek naar correlaties tussen proeven ter bepaling van de - - rots - Karakteristieken.

Part of "End work" Univ. de Leuven 1976.

Colado, Tamames, B.

Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del bu - lonaje en galerías.

Tesis Doctoral E.T.S. de Ingenieros de Minas, Oviedo 1979.

Deere, D.U.

Technical description of rock cores for engineering purposes.

Felsmechanik und Ingenieurgeologie. Vol 1, n° 1 pg. 16-22.

Fairhurst, C.

On the validity of the Brazilian test for brittle materials.

Intnl. J. Rock Mechanics and Mining Sciences.

Vol 1, 1964, pg. 535-546.

Hucka, V.A.

Rapid method for determining the strength of rocks in-situ.

Int. Jons. Rock Mech. Min. Sci. Vol 2, 1965, pg. 127-134.

Int. Soc. Rock Mechs.

Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks.

Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 15, 1978, pg. 89-98.

Kolek, J.

An appreciation of the Schmidt rebound hammer.

Mg. Concr. Res. Vol 10, 1958, pg. 27-36.

Merritt, A.H.

Geological predictions for underground excavations.

North American rapid excavations and tunneling conference.

Chicago 1972, Vol. 1, pg. 115-132.

Miller, R.P.

Engineering classification and index properties for intact rock

Ph. D. Thesis, Univ. Illinois 1965.

Peng, S.S.

Sheet analysis of cylindrical rock discs subjected to axial double point load.

Int. Jour. Rock Mechanics Min. Sci. pg. 97-101, 1976.

Poolo, R.W.; Farmer, I.W.

Consistency and Repeatability of Schmidt Hammer Rebound Data During Field Testing.

Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 17, 1980, pg. 167-171.

Proceq, S.A.

Operating Instructions -Concrete Test Hammer Type N and NR.

Proceq S.A. Zurich (1977).

Reichmuth, D.R.

Point-load testing of brittle materials to determine tensile - strength and relative brittleness.

Proc. 9th Symp. Rock Mech. Univ. of Colorado.

Am. Inst. Min Metall. Petrol. Engrs. New York 1968.

Rutledge, J.C.; Preston, R.L.

New Zealand experience with Engineering classification of rock for the prediction of tunnel support.

Symp. Int. of Tunnels Tokio 1978.

Sjogren, B.; Ofsthus, A.; Sandberg, J.

Scientific classification of rock mass qualities

Geophysical prospecting. N° 27, pg. 409-442.

Soiltest Inc.

CT-120 Operating Instructions-Concrete Test Hammer.

Soiltest Inc. Evanston, IL. (1976).

Stimpson, B.

A Suggested Technique for Determining the Basic Friction Angle of Rock Surfaces Using Core.

Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Engrg 1981.

Sundal, L.S.

Effect of specimen volume on apparent strength of three igneous rocks.

U.S. Bureau of Mines RI 7846 - 1974.

Terraghi, K; Proctor, R.V.; White, T.L.

Rock defects and loads on tunnel supports

Rock tunneling with steel supports.

Joungstown, Ohio, Commercial Shearing and Stamping. Co. 1946.

Nichlan, G.E.; Trodemann, H.K.; Skinner, E.H.

Support determinations based on geological predictions

North American rapid excavation and tunneling conference.

Chicago 1972, Vol. 1, pg. 43-64.

Young, R.P.; Powell, R.J.

Assessing rock discontinuities.

Tunnels - Tunnelling, Vol. 10, 1978, pg. 45-48.

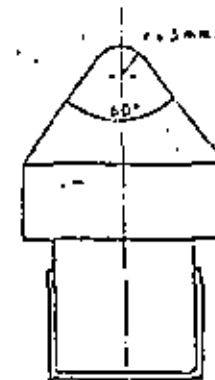


FIG N° 6 PUNZONES CONICOS PARA EL ENSAYO DE CARGA PUNTUAL

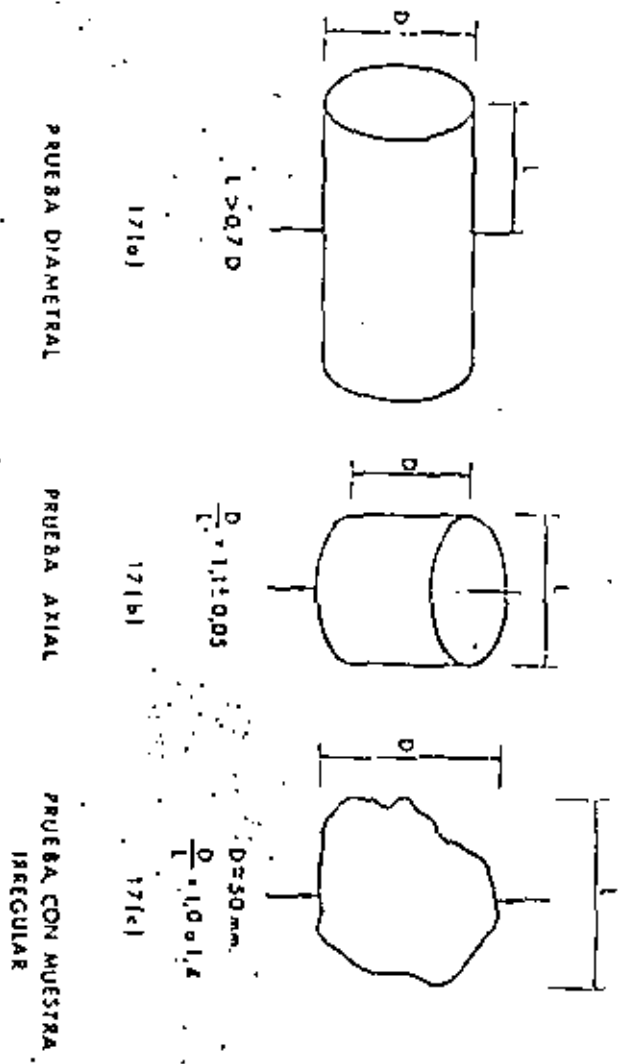
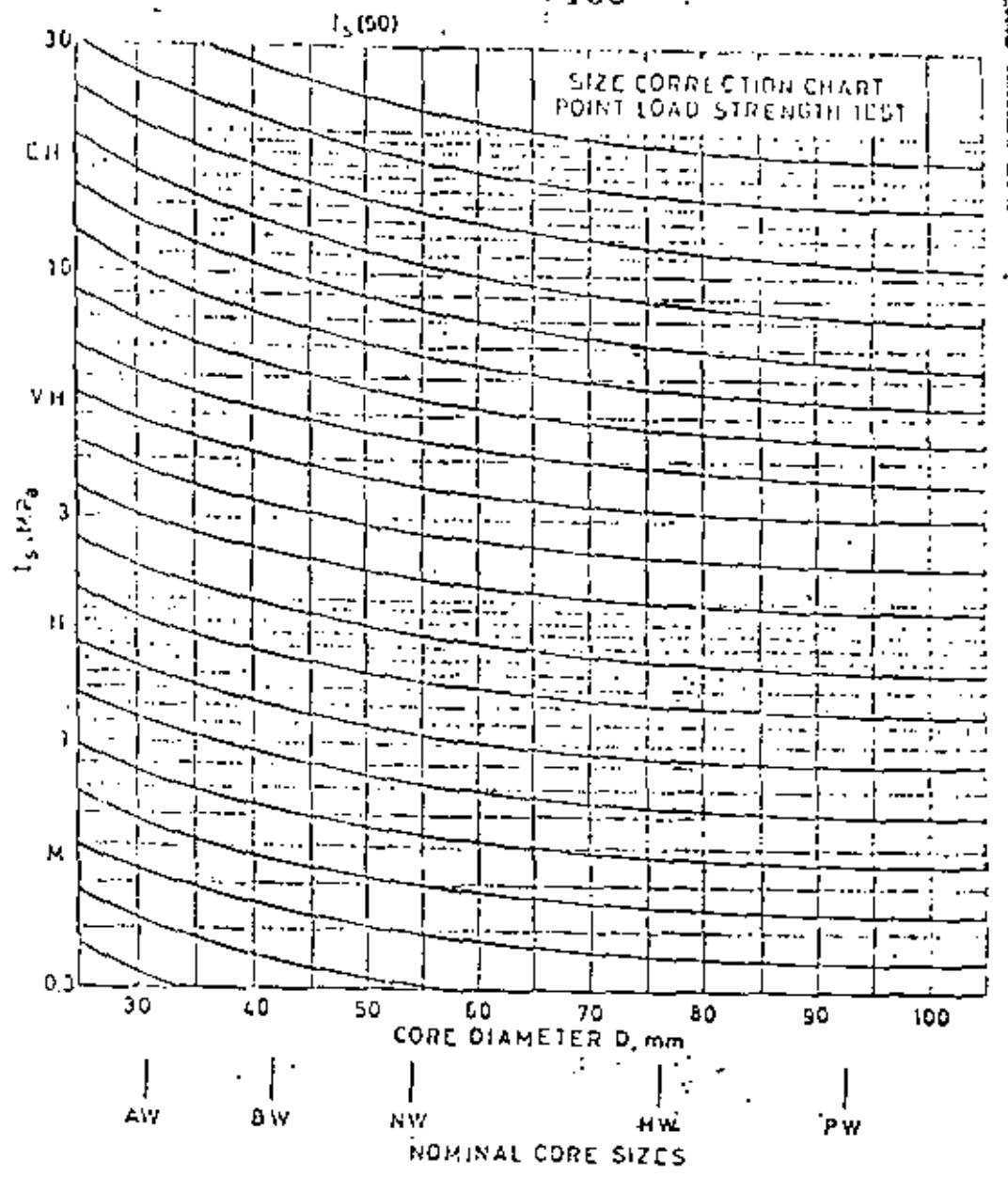


Fig. N° 7 TIPOS DE ENSAYOS BAJO CARGA PUNTUAL

Fig N° B ABACO DE CORRECCION

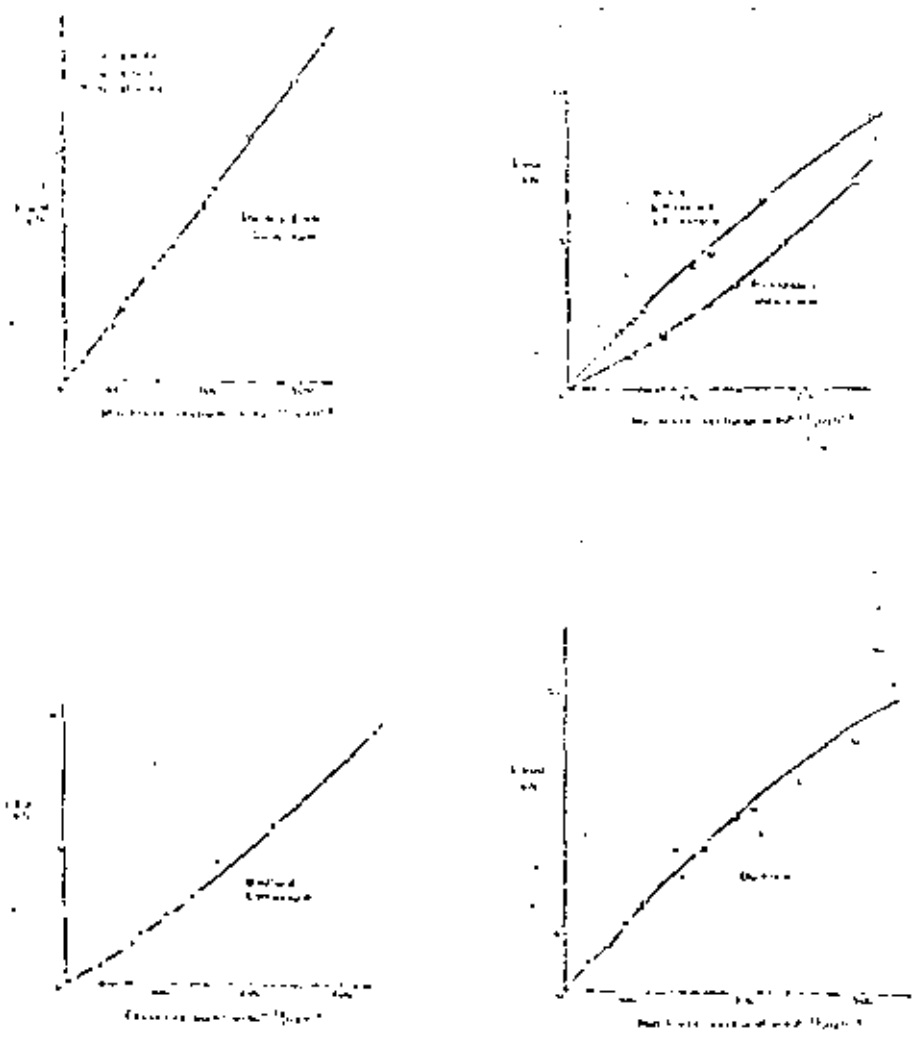


FIG N° 9 CORRELACION ENTRE LA CARGA DE ROTURA Y LA SECCION RECTA ELEVADA A 0.75

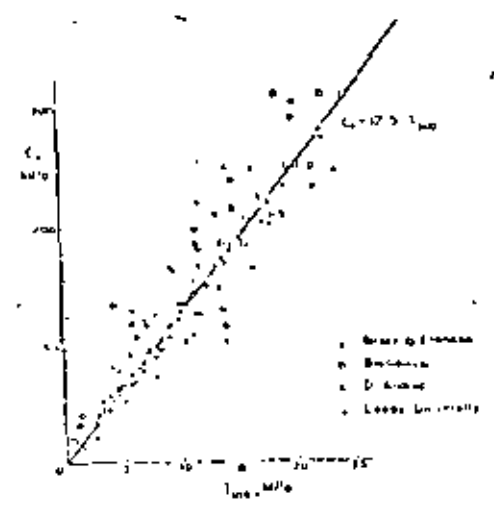


FIG N° 10 CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE Y EL INDICE DE BROOK

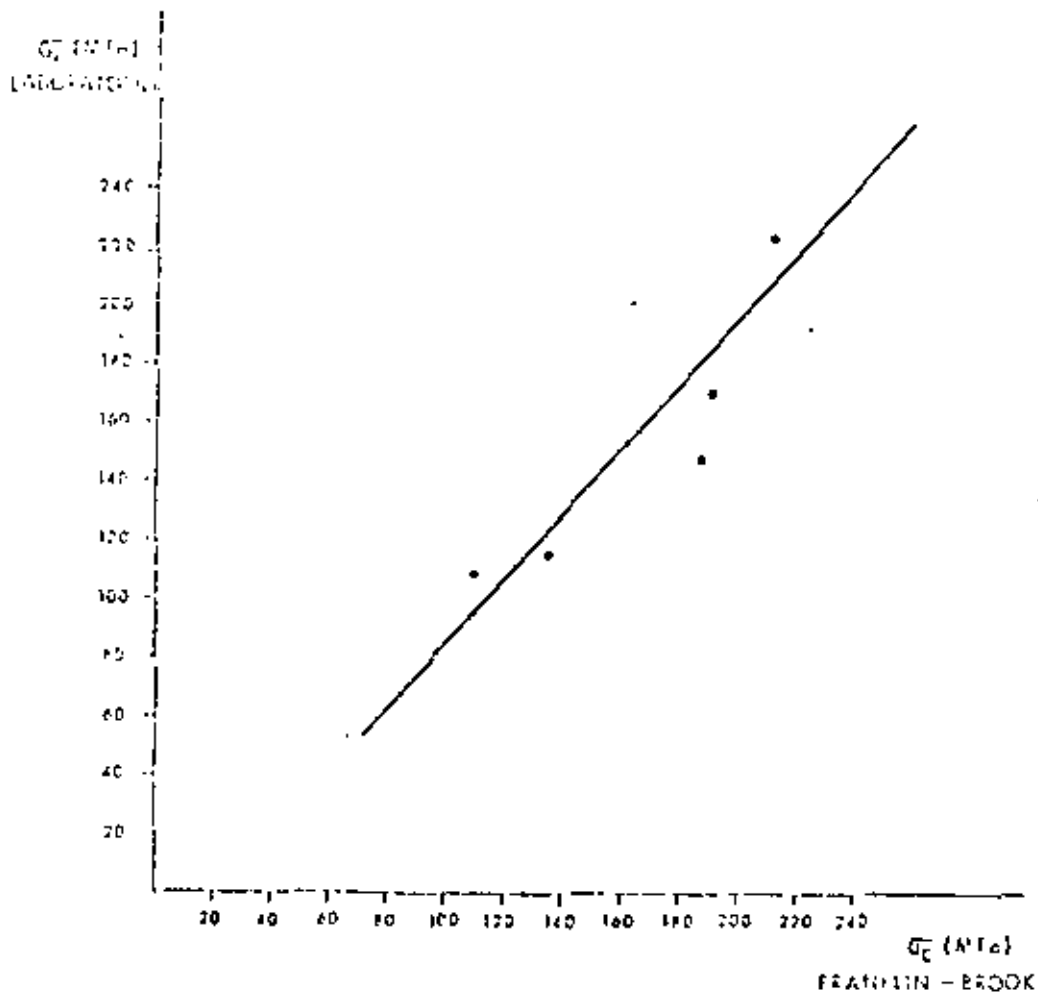


Fig 11.- CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE DETERMINADA EN LABORATORIO Y LA ESTIMADA POR EL ENSAYO DE CARGA PUNTA CORREGIDO POR BROOK. (ENSAYOS REALIZADOS CON EL GRANITO DE COLMEZA VIEJO (MADRID).

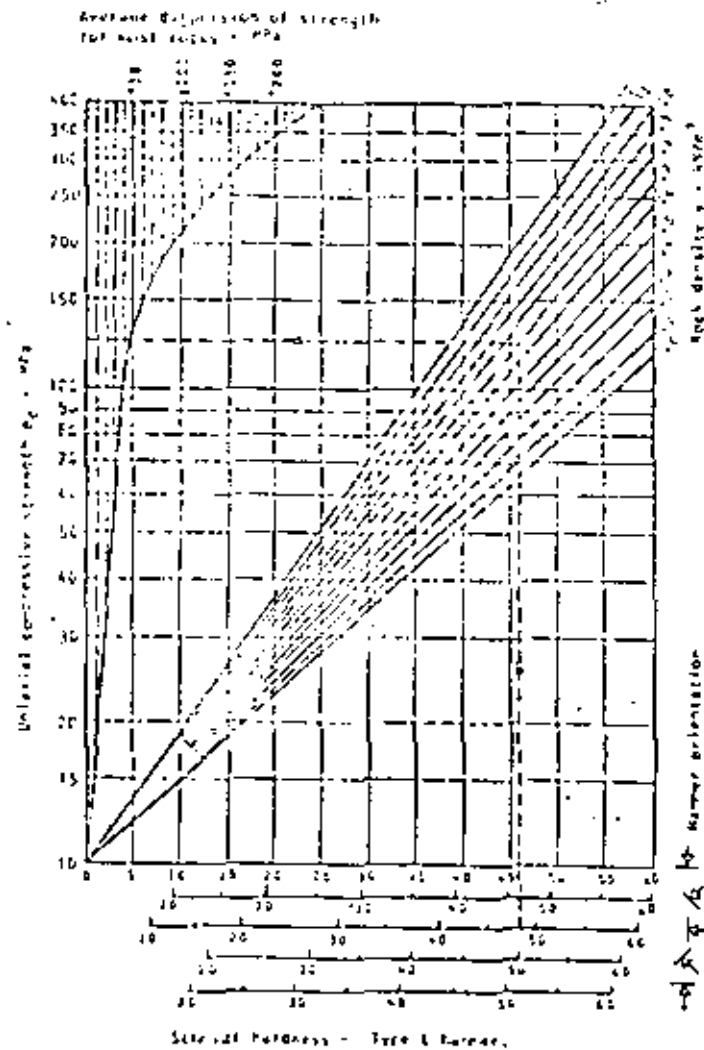
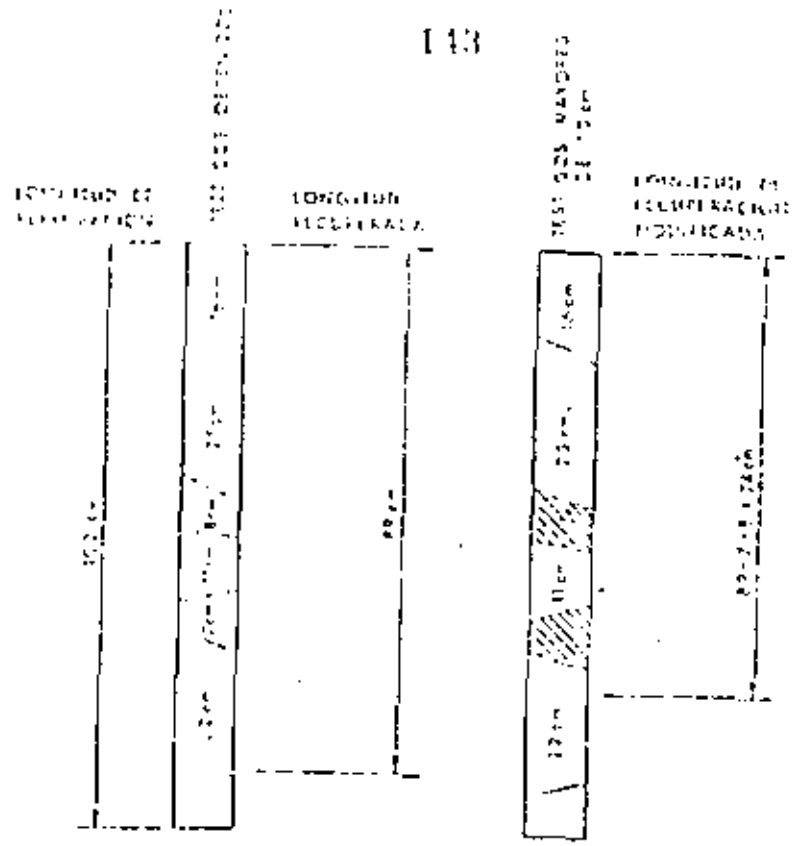


Fig 12 Relationship between Schmidt hardness and the uniaxial compressive strength of rock, after Green and Pillay (1968).
 $1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2 = 10.7 \text{ kg/cm}^2 = 145 \text{ lb/in}^2$
 $1 \text{ kg/cm}^3 = 1000 \text{ kg/m}^3 = 62.4 \text{ lb/ft}^3$

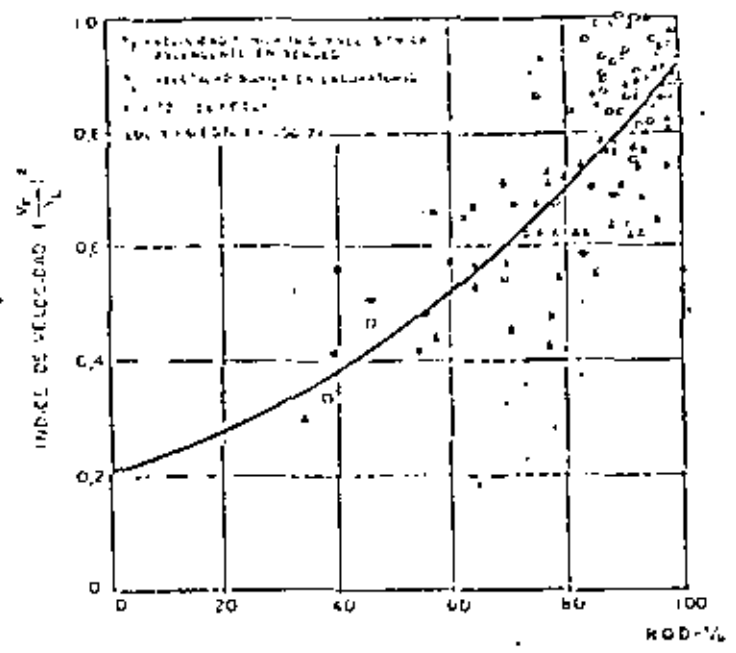


INDICE DE RECUPERACION = $\frac{PC \text{ cm}}{100 \text{ cm}} \times 100 = 29\%$

R.O.D. = $\frac{29 - 7 - 8}{100} \times 100 = 74$

Fig. 13.- DETERMINACION DEL R.O.D.

Fig. 14. CORRELACION ENTRE R.O.D. E INDICE DE VELOCIDAD (Merritt 1968)



- | | | | |
|---|---------------------------------|---|-----------------------|
| ▲ | GUANAJUATO DAM | ◆ | NEIS |
| ▲ | TWO FORK DAM SITE | ● | NEIS Y ESTADOS UNIDOS |
| ● | YELLOW RIVER DAM | ○ | CHILE |
| □ | NEVADA TEST SITE | ◊ | MOLINA Y HACITA |
| ■ | NORTHWESTERN ILLINOIS | ○ | CHILE |
| ● | GREEN LAKES DAM | ○ | ARENICAS |
| ● | HACKENSACK GAS STORAGE FACILITY | ○ | AMERICA Y MONTAÑA |
| ● | NONHOL LONE DAM | ○ | NEIS Y ESCUJIDO |
| ● | CANBY DAM/CAUD | ○ | NEIS |
| ● | TEHACHA DAM/JUMPING PLANT | ○ | NEIS Y AMERICA |
| ● | WORLD SPACE CENTER | ○ | NEIS Y ESCUJIDO |

Fig. 16 TIPOS DE ENTUBACION RECOMENDADAS POR CLASE, EN FUNCIÓN DEL N.º DE CILINDROS Y ANCHO DE CÁNCEL

CATEGORÍA DE LA Roca	ANTONIO DE ENTUBACION	TIPO DE ENTUBACION RECOMENDADA		
		CATEGORÍA DE Roca (1)	ANCHO DE CÁNCEL (2)	TIPO DE ENTUBACION (3)
Buena (1)	Con tope	Ninguna u ocasionales espaldas lisas. Paso de agua (0.6-0.2)µ	Ninguna u escasas juntas	Nada u ocasionales aplicaciones locales
	Convencional	Ninguna u ocasionales espaldas lisas. Paso de agua (0.0-0.2)µ	Ninguna u escasas juntas	Nada u ocasionales aplicaciones locales de 2 a 3 pulgadas de espesor
Buena (2)	Con tope	Ocasionalmente espaldas lisas a 2 o 4 pies de separación. Paso de agua (0.0-0.4)µ	Ocasionalmente u escasas juntas de 3 a 6 pulgadas	Nada u ocasionales aplicaciones locales de 2 a 3 pulgadas
	Convencional	Escaldas lisas de 2 a 4 pies de separación. Paso de agua (0.3-0.6)µ	Según una cuadrícula de 3 a 6 pulgadas	Ocasionalmente aplicaciones locales de 2 a 3 pulgadas
Buena	Con tope	Escaldas lisas u medias de 3 a 6 pies de separación. Paso de agua (0.6)µ	Según una cuadrícula de 4 a 6 pulgadas	2 a 4 pulgadas en espesor
	Convencional	Escaldas lisas u medias de 2 a 6 pies de separación. Paso de agua (0.6-1.0)µ	Según una cuadrícula de 3 a 5 pulgadas	4 pulgadas o más en espesor y juntas. Aplicaciones de los buzones
Buena (3)	Con tope	Escaldas circulares medias de 2 a 4 pies de separación. Paso de agua (1.0-1.6)µ	Según una cuadrícula de 3 a 5 pulgadas	4 a 6 pulgadas en espesor y juntas. Aplicaciones de los buzones
	Convencional	Escaldas medias u pesadas de 2 a 4 pies de separación. Paso de agua (1.3-2.0)µ	Según una cuadrícula de 2 a 4 pulgadas	6 pulgadas o más en espesor y juntas. Aplicaciones de los buzones
Buena (4)	Con tope	Escaldas circulares medias o pesadas a 2 pies de separación. Paso de agua (1.6-2.2)µ	Según una cuadrícula de 2 a 4 pulgadas	6 pulgadas o más en espesor. Combinado con escaldas medias
	Convencional	Escaldas circulares pesadas a 2 pies de separación. Paso de agua (2.0-2.8)µ	Según una cuadrícula de 2 pies	6 pulgadas o más en espesor. Combinado con escaldas medias o pesadas
Muy mala (5)	Con tope	Escaldas circulares muy pesadas a 2 pies de separación. Paso de agua (2.8-4.0)µ	Según una cuadrícula de 2 a 3 pulgadas	6 pulgadas o más en espesor. Combinado con escaldas pesadas
	Convencional	Escaldas circulares muy pesadas a 2 pies de separación. Paso de agua (3.0-4.0)µ	Según una cuadrícula de 2 a 2 pulgadas	6 pulgadas o más en espesor. Combinado con escaldas pesadas

NOTAS

1. Con calidades de rocas buenas o excelentes, la entubación requerida sería en general mínima, pero se perdería de la geometría de las juntas, del diámetro del canal y de la distribución relativa de las juntas respecto del canal.
2. El espesor podría ser nulo en rocas de excelente calidad y variar desde el 25% en rocas de buena calidad hasta el 100% en rocas de calidad muy mala.
3. La entubación de walls masivas, normalmente sería nula en rocas de excelente calidad y variable u de ocasionales milímetros (a Londres) en rocas de buena calidad, hasta el 100% de walls.
4. A = Ancho del canal.

Fig. 15- CORRELACION ENTRE DISTINTOS PARAMETROS GEOMECANICOS DEL MACIZO CON EL N.º Y VELOCIDAD DE TRANSMISION LONGITUDINAL (SJOGEREN ET AL 1979)

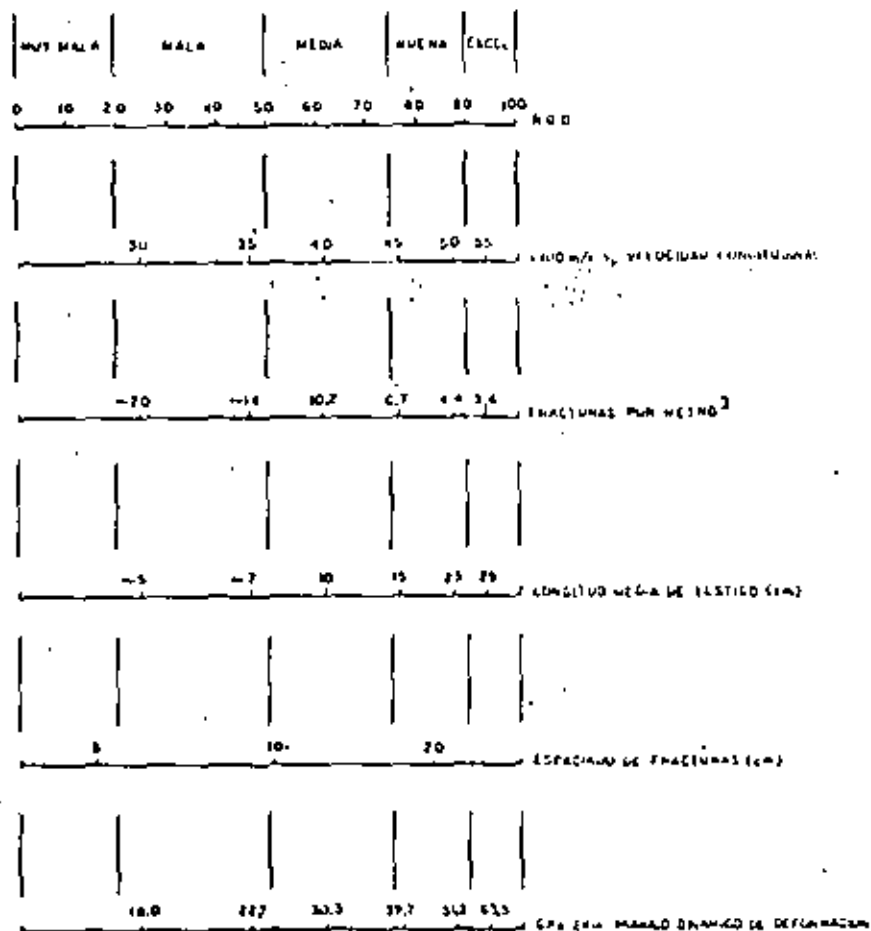
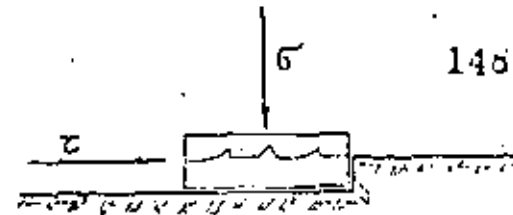
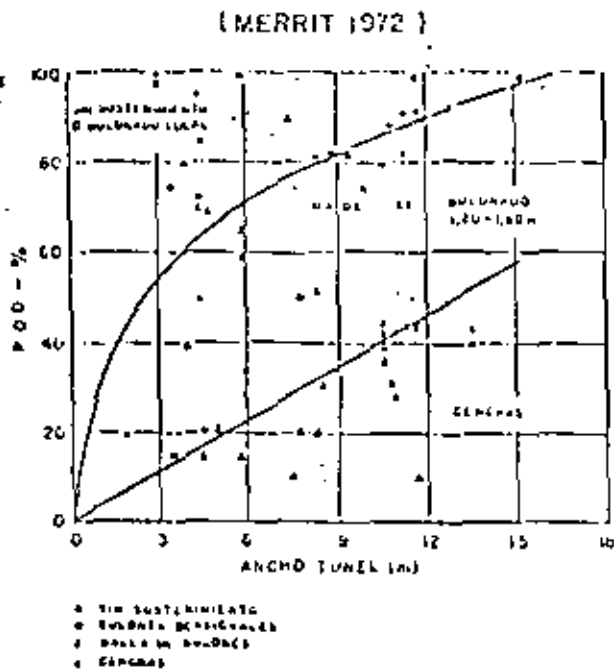


Fig 17.- RECOMENDACIONES DE SOSTENIMIENTO
EN FUNCION DEL RQD Y ANCHO DEL TUNEL



RESISTENCIA
AL CORTE
(σ)

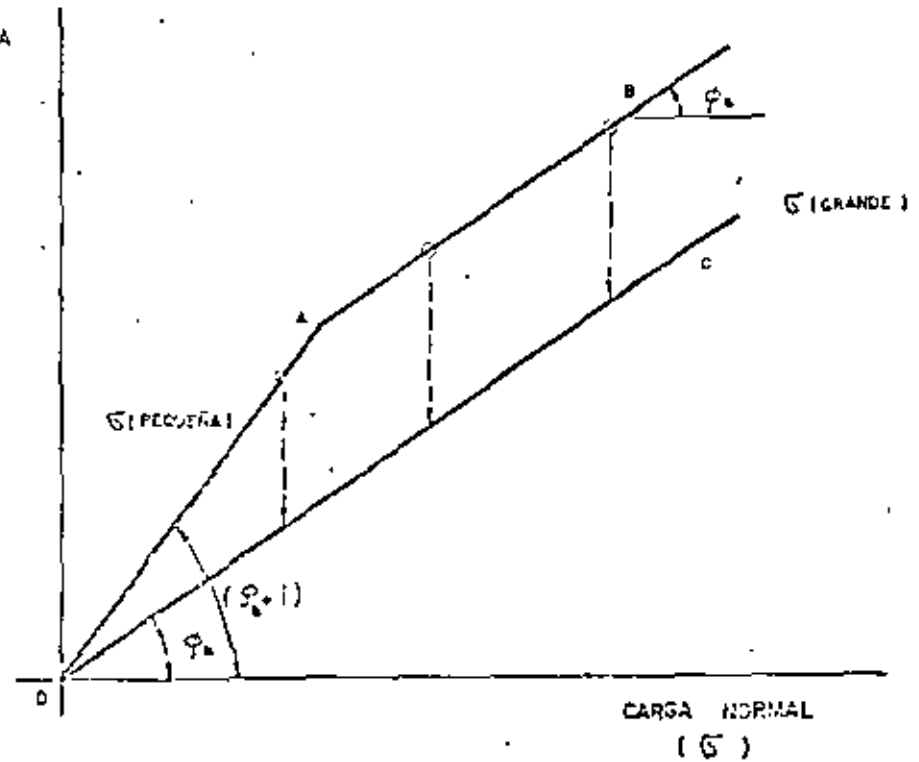


Fig. 18 CURVAS DE RESISTENCIA INTRINSECA
PARA ROTURA SEGUN SUPERFICIES
DENTADAS

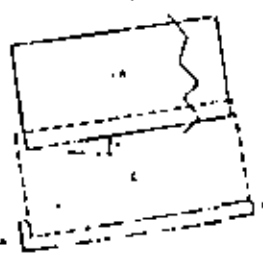
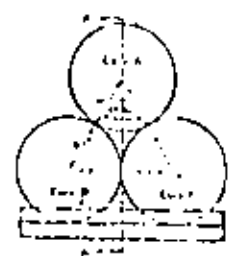


FIG. 19 ENSAYO PROPUESTO POR STIMPSON PARA DETERMINAR EL ANGULO BASICO DE FRICCION ϕ_B

Fig. 20 PARAMETROS PARA LA DETERMINACION DEL ϕ_B (WILKINSON Y AL. 1972) (RSCM - 6011C)

Parámetro A: Geología de la zona

Tipo de Terreno	Estructura			
	Masiva	Ligeramente plegada o fallada	Moderadamente plegada o fallada	Intensamente plegada o fallada
Igneo	30	26	15	10
Sedimentario	24	20	12	8
Metamórfico	27	22	14	9

Parámetro B: Influencia del diaclasado

Separación media entre diaclasas (m.)	Dirección: θ al este						Dirección: θ al sur		
	Anchos: 100% de las diaclasas			Anchos: 50% de las diaclasas			Anchos: 25% de las diaclasas		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
< 0.15	14	17	20	16	18	21	14	15	17
0.15-0.30	24	26	30	20	24	28	24	24	28
0.30-0.60	32	34	38	27	30	34	32	30	35
0.60-1.20	40	42	44	36	39	42	40	37	40
> 1.20	45	48	50	42	45	48	45	42	46

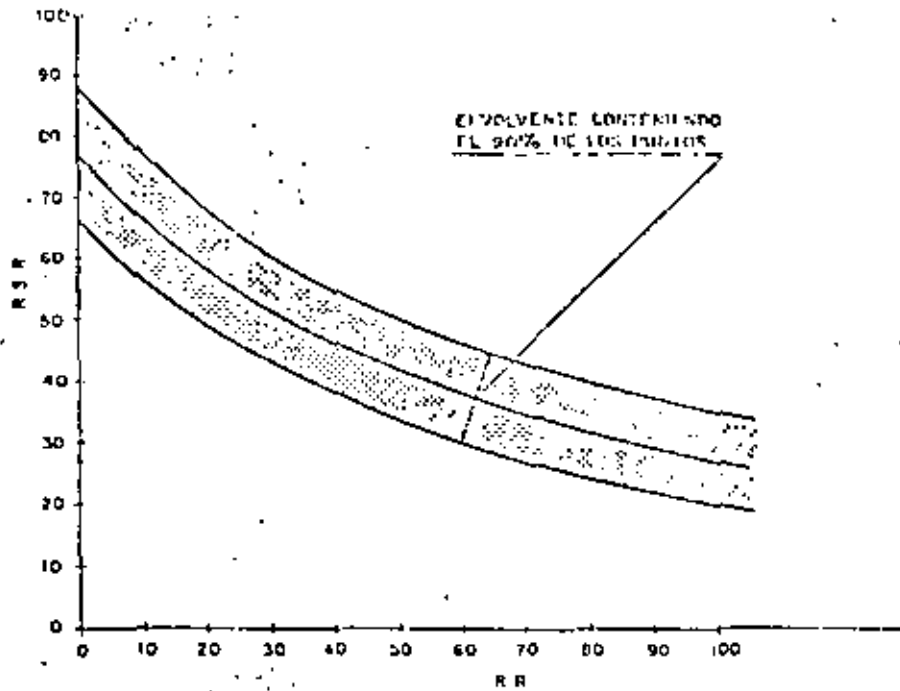
1 = 30°
2 = 70°-50°
3 = 50°-90°

Parámetro C: Efecto del agua

Atenuación de agua prevista 1/min/m	Suma A + B					
	70-45			45-30		
	1	2	3	1	2	3
Sala	28	15	10	20	18	14
Espera 47.5 l/min/m	17	17	7	19	15	10
Rede 42.5-17.5 l/min/m	12	9	6	18	12	8
Alta 17.5 l/min/m	8	6	5	14	10	6

* 1=cerradas o cohesivas
2=ligeramente alteradas
3=abiertas o muy alteradas

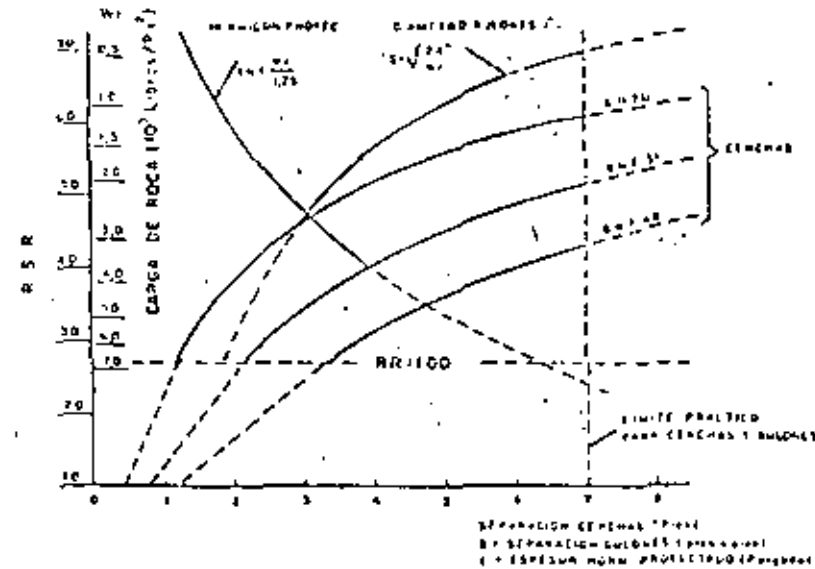
Fig.21.- CORRELACION ENTRE RSR Y RR
(WICKHAM ET AL 1972)



$$[RR + 70] [RSR + 8] = 6000$$

RSR	27	30	35	40	45	50	55	60	65	70	77
RR	100	88	70	55	40	33	25	18	12	7	0

Fig.22.- GRAFICO DE DIMENSIONAMIENTO DE SOSTENIMIENTO PARA TUNEL DE 6m DE DIAMETRO
(WICKHAM ET AL 1972)



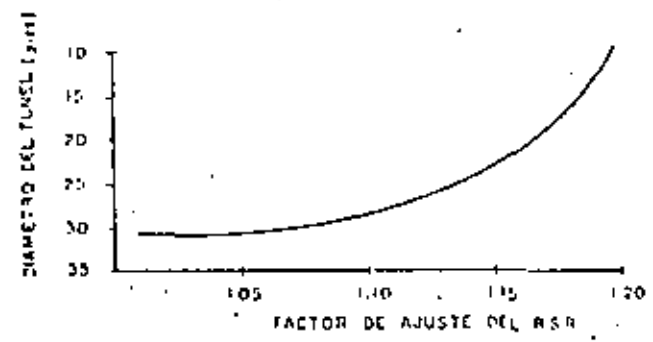
151

Ítem de clasificación J_1 (*)	Valor	Índice de seguridad J_2	
Una familia de diatomeas	0,5-1,0	Diatomeas rollizas	1
1d. con otras diatomeas secundarias	2	Diatomeas laminares (*)	3
Una familia de diatomeas	3	- Diatomeas rollizas	4
1d. con otras diatomeas secundarias	4	- Diatomeas laminares	3
Una familia de diatomeas	5	- Diatomeas rollizas	2
1d. con otras diatomeas secundarias	6	- Diatomeas laminares	1,5
Una familia de diatomeas	7	- Diatomeas rollizas	1,0
1d. con otras diatomeas secundarias	12	Espos o copijos de folio	
Cuatro o más familias, rodea por triangulada	15	- Diatomeas	1,5
Una familia	24	- Diatomeas	6,5

(*) Si copos para otros en contacto bajo la excavación

153

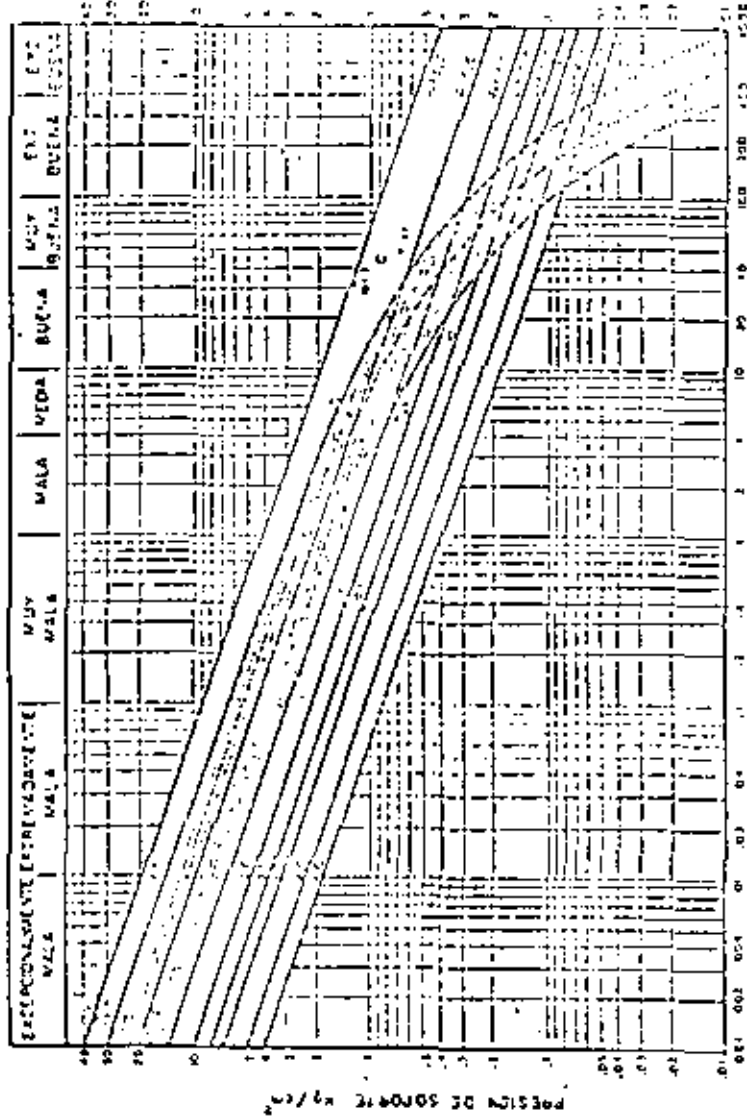
Fig 23.- FACTOR DE AJUSTE DE RSR PARA EXCAVACION CON TOPO (WICKHAM ET AL 1972)



Índice de clasificación J_1	Valor	Categorías de riesgo para la presencia de agua J_2	Valor	Proceso de riesgo J_3
Una familia de paredes rollizas	0,75-1	Una familia de paredes rollizas	1	<1
Una familia de paredes rollizas	1,0	Algunas paredes con lavados de algunas diatomeas	0,16	1-2,5
Una familia de paredes rollizas	1,0	Algunas paredes con lavados de algunas diatomeas	0,3	2,5-10
1d. paredes secundarias	2,0	1d. con lavados de diatomeas	0,33	2,5-10
1d. paredes secundarias	3-12	Algunas paredes secundarias con lavados de diatomeas	0,2-0,3	>10
Milímetros de arena y arcilla	3	1d. arenosa	0,1-0,05	>10
Milímetros de arena gruesa	5			
Milímetros arenosos gruesos	10-20			

PARAMETRO S R F	Valor
- Zona de riesgo	
Materiales de zonas de riesgo o materiales	10,0
Una familia de paredes rollizas, con arena y agua descomponible (cobertura 50 m)	1,0
1d. con otras familias de paredes rollizas	2,5
Materiales de zonas de riesgo en zona completa	7,5
Una familia de paredes rollizas en zona completa de 50 m	5,0
1d. con otras familias de paredes rollizas	7,5
Tarjetas de riesgo por triangulada	5,0
- Zona de riesgo	
Paredes secundarias	2,5
Cobertura media	1,0
Gran cobertura	0,5-2,0
- Zona de riesgo	
Con bajas presiones	5-10
Con altas presiones	10-20
- Zona de riesgo	
Con alta presión de funcionamiento adecuada	5-10
Con alta presión de funcionamiento alta	10-15

Fig. 25.- PRESION SOBRE EL SOSTENIMIENTO
(GARTON ET AL 1974)



$$C = \left\{ \frac{PCD}{J_n} \right\} \times \left(\frac{J_r}{J_0} \right) \times \left(\frac{J_n}{SNT} \right)$$

Fig. 26 VALORES DE ESR PARA DISTINTOS TIPOS DE EXCAVACION

Tipo de excavación	ESR	Nº CASOS
A. Minas abiertas temporalmente, etc.	ca. 3-27	(2)
B. Pozos verticales 1) sección circular 2) sección rectangular ó cuadrada	ca. 2-37 ca. 2-97	(8) (7)
C. Minas abiertas permanentemente, túneles hidroeléctricos, túneles Fillo- to y galerías de avance para grandes excavaciones	1.5	(82)
D. Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles - pequeños de carretera y ferrocarril, túneles de rescate	1.0	(25)
E. Centrales eléctricas subterráneas, túneles grandes de carretera y fe- rocarraíl, cavernas de defensa civil, boquillas, intersecciones	1.0	(78)
F. Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, pebello - nes depositivos, y de servicios, etc.	ca. 0.87	(2)

Fig. 29 TIPOS DE SOSTENIMIENTO. BARKER ET AL (1974)

(Falso 0 entre 1 y 0,1)

CATEGORIA DE BARRIO	N	FACILIDAD COMPROMETIDA			P (%)	D ₅₀ (mm)	TIPO DE SOSTENIMIENTO	CATEGORIA DE BARRIO
		0.05	0.1	0.2				
21	10-04	0.15	0.01	—	2.21	15-2	B (log) 1.0-3.0 mm	I
		0.10	0.03	—			B (log) 2.0-5.0 mm	
		—	0.05	—			B (log) 3.0-5.0 mm	
26	10-04	—	—	—	2.21	12-2.5	B (log) 1.0-3.0 mm	VIII, X, XI
		—	—	—			+ S (log) 3-7.5 mm	
		—	—	—			B (log) 2.0-5.0 mm	
27	10-04	—	—	2.17 m	2.25	4-12	B (log) 1.0-3.0 mm	I, IX
		—	—	+ 12 m			+ S (log) 7.5-12 mm	
		—	—	+ 12 m			B (log) 2.0-5.0 mm	
		—	—	+ 12 m			+ S (log) 7.5-12 mm	
		—	—	+ 12 m			CCA (log) 1.0-3.0 mm	
30	10-04	—	—	2.00 m	2.31	11-16	B (log) 1.0-3.0 mm	I, IV, V, IX
		—	—	+ 20 m			+ S (log) 7.5-12 mm	
		—	—	+ 20 m			B (log) 1.0-3.0 mm	
		—	—	+ 20 m			+ S (log) 7.5-12 mm	
31	04-01	0.1	0.01	—	2.0	10-2.5	B (log) 1.0-3.0 mm	—
		0.2	0.03	—			B (log) 2.0-5.0 mm	
		—	0.05	—			B (log) 3.0-5.0 mm	
32	04-01	0.1	—	—	2.0	2.2-6	B (log) 1.0-3.0 mm	IX
		0.2	—	—			S (log) 7.5-12 mm	
		—	—	—			B (log) 2.0-5.0 mm	
33	04-01	0.1	—	—	1.8	0-1.5	B (log) 1.0-3.0 mm	IX
		0.2	—	—			+ S (log) 7.5-12 mm	
		0.15	—	—			S (log) 7.5-12 mm	
		0.1	—	—			CCA (log) 1.0-3.0 mm	
		—	—	—			+ S (log) 7.5-12 mm	
34	04-01	—	—	2.20 m	2.0	11-14	B (log) 1.0-3.0 mm	II, III, IX, XI
		—	—	+ 20 m			B (log) 1.0-3.0 mm	
		—	—	+ 20 m			+ S (log) 7.5-12 mm	

Fig. 30 TIPOS DE SOSTENIMIENTO. BARKER ET AL (1974)

(Falso 0 entre 0,1 y 0,001)

CATEGORIA DE BARRIO	N	FACILIDAD COMPROMETIDA			P (%)	D ₅₀ (mm)	TIPO DE SOSTENIMIENTO	CATEGORIA DE BARRIO
		0.05	0.1	0.2				
35	01-001	0.2	—	—	6	10-15	B (log) 1.0-3.0 mm	IX
		0.1	—	—			+ S (log) 7.5-12 mm	
		—	—	—			B (log) 2.0-5.0 mm	
36	01-001	0.1	24.25	—	6	10-15	B (log) 1.0-3.0 mm	IX
		0.2	27.21	—			+ S (log) 7.5-12 mm	
		—	24.45	—			B (log) 2.0-5.0 mm	
35	04-001	—	—	2.15 m	4	4.5-25	B (log) 1.0-3.0 mm	II, IX, XI
		—	—	+ 25 m			+ S (log) 7.5-12 mm	
		—	—	+ 25 m			CCA (log) 1.0-3.0 mm	
37	001-0101	—	—	—	12	10-2.5	B (log) 1.0-3.0 mm	IX
		—	—	—			+ S (log) 7.5-12 mm	
		—	—	—			B (log) 2.0-5.0 mm	
38	001-0101	—	—	—	12	10-6.5	B (log) 1.0-3.0 mm	IX
		—	—	—			+ S (log) 7.5-12 mm	
		—	—	—			B (log) 2.0-5.0 mm	
39	001-0101	—	—	2.10 m	12	4.0-20	CCA (log) 1.0-3.0 mm	IX
		—	—	+ 20 m			+ S (log) 7.5-12 mm	
		—	—	+ 20 m			B (log) 1.0-3.0 mm	

CLAVE:

- Bu = Bulones puntuales
 - B = Bulonado sistémico
 - (log) = Inyectados sin tensión
 - (log) = Tensionados
 - S = Inyección proyectada
 - Ma = Mallas
 - CCA = Malla de tipo "cable anillado"
 - CA = Anillo de inyección
 - (N) = Armado con acero
- Separación de bulones, dada en milímetros
 Espesor de malla, dada en centímetros
- *La experiencia es escasa para estimar el sostenimiento.

FIG. 31 NOTAS PARA INTERPRETAR LAS RECOMENDACIONES BARTON

- I. Para casos de roca muy comprimida con "golpe de non-taña" se colocarán bulones con placas de dimensio- nes grandes separadas del orden de 3 m ó menos. El sostenimiento definitivo se colocará cuando termine el "descunche" de la roca.
- II. Se usan a veces diferentes longitudes de bulones en la excavación 3,5 y 7 m.
- III. Se usan diferentes longitudes de bulones en la excava- ción 2,3 y 4 m.
- IV. Se usan anclajes de cable tensados para complementar la presión del bulonado. Separación corriente: 4-6 m.
- V. Se usan a veces diferentes longitudes de bulones en algunas excavaciones 6,8 y 10 m.
- VI. Se usan anclajes de cable tensados para complementar la presión del bulonado. Separación corriente: 4-6 m.
- VII. En algunas cavernas hidroeléctricas antiguas se han utilizado sistemáticamente bulones en el techo con "tela metálica" y un arco de hormigón de 25-40 cms. como sostenimiento definitivo.
- VIII. Casos en los que se manifiesta expansividad del terre- no. Donde el efecto es importante se deja una cámara de expansión entre terreno y sostenimiento. Se drenará donde sea posible.
- IX. Casos sin arcilla expansiva o roca fluente.
- X. Casos con roca fluente. Se colocará un sostenimien- to pesado como soporte definitivo.
- XI. Los autores deducen de la experiencia que en casos de expansividad o fluencia, el sostenimiento provisional está constituido por bulones tensados si $RQD/J_n > 1,5$ combinados a veces con hormigón proyectado. Si $(RQD/J_n < 1,5)$ el sostenimiento provisional puede consistir en varias capas de hormigón proyectado y bulones tensados, posteriormente colocados si funcionan. En casos de gran expansividad o fluencia será necesario colocar sostenimiento en el frente de avance.
- XII. Por razones de seguridad, la excavación se hará en varias secciones. Categorías 16,20,24,32,35 (para $D_e > 15$ m).
- XIII. La excavación se hará en varias secciones en casos de terreno bastante fluente. Categoría 38 (para $D_e > 10$ m).

Fig. 32 CLASIFICACION ECONOMICA DE BULONES (1979)

Clase de Clasificación		I	II	III	IV	V
Categoría	Longitud de cables con placa	> 100 kN/m ²	40-100 kN/m ²	20-40 kN/m ²	10-20	< 10
	Ejemplo	> 2,500 kN/m ²	1.000-2.500 kN/m ²	500-1.000 kN/m ²	250-500 kN/m ²	50-250 kN/m ²
Valoración		15	12	7	4	2
RCP		90° - 100°	75° - 90°	50° - 75°	25° - 50°	< 25°
Valoración		20	17	10	8	3
Separación entre di- cíasas		> 2 m.	0,6 - 2 m.	0,7 - 0,7 m.	0,05 - 0,2 m.	< 0,05 m.
Valoración		20	15	10	8	5
Estado de las di- cíasas		Muy rugosas, discontinuas, con separaciones, grandes ranuras y huecos	Intermedias rugosas	Intermedias rugosas	Intermedias rugosas	Intermedias rugosas
Valoración		20	25	20	10	8
Carga efectiva	Caudal por 10 m de cable	Nulo	< 20 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min
	Relación presión agua	0	0,0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,3	> 0,3
	Relación presión aire	0	0,0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,3	> 0,3
Estado general		Seco	Exp. húmedo	Húmedo	Alfresco	Fluyente
Valoración		15	10	7	4	2

Corrección por la Granulación de las Di- cíasas

Dirección y buzamiento	Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Taludes	0	+2	-1	-10	-12
Excavaciones	0	+2	-2	-15	-25
Piso	0	-5	-25	-50	-60

Clasificación

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Malá	Muy mala
Valoración RMR	100-91	80-61	40-41	20-21	< 20

Características

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de trabajo estimado y costo	10 días con 5 m de vano	6 días con 8 m de vano	1 semana con 1 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 min con 1 m de vano
Exposición	> 24 kN/m ²	2-4 kN/m ²	2-3 kN/m ²	1-2 kN/m ²	< 1 kN/m ²
Ángulo de rosa - viento	> 45°	25-45°	25-35°	15-25°	15°

Direcciones de las Di- cíasas

Dirección perpendicular al eje del cable				Dirección paralela al eje del cable		Buzamiento 0° - 20° cualquier D_e
Excavación horizontal		Paredes contra sostenimiento		Paredes de apoyo		
Dir. 45-70	Buz. 20-45	Dir. 45-90	Buz. 20-45	Dir. 45-90	Dir. 20-45	
Favorable		Media		Desfavorable		
				Muy desfavorable		Desfavorable

Fig. 33.- TIEMPO DE ESTABILIDAD - LONGITUD DE SOSTENIMIENTO, SEGUN LA CLASIFICACION DE BIENIAWSKI (1979)
SE INDICAN VALORES DE Q Y RMR Y SE REPRESENTAN CASOS OBSERVADOS EN TUNELES

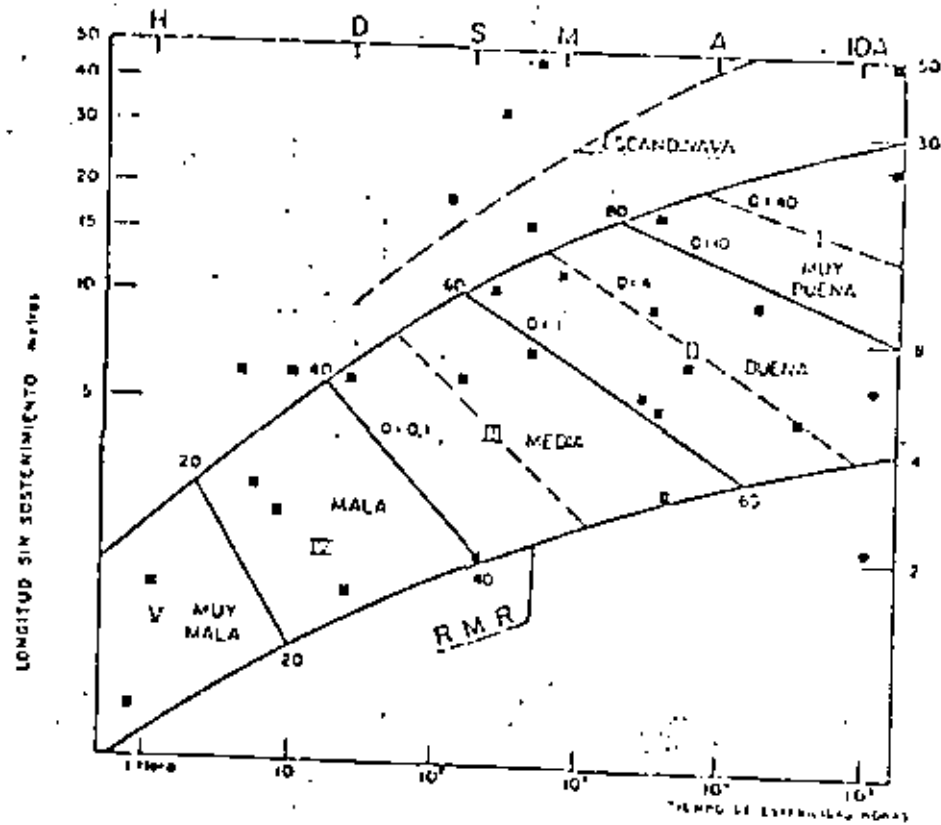


Fig. 34.- CORRELACION ENTRE E_M Y RMR (BIENIAWSKI 1979)

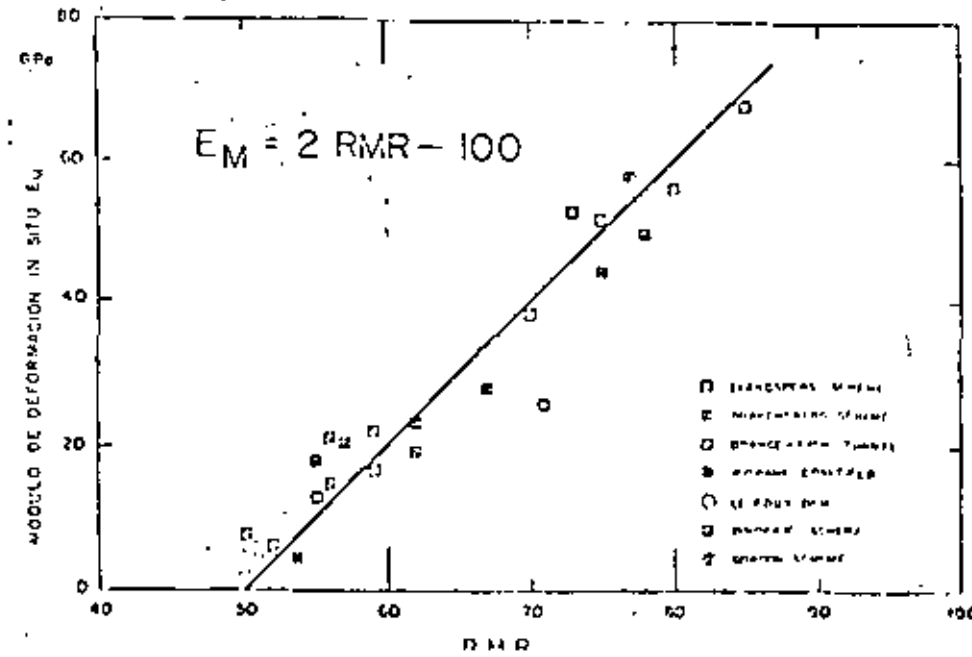


Fig. 35 NECESIDADES DE SOSTENIMIENTO (BIENIAWSKI 1.979)

(Aplicable a túneles de 5 a 12m. de luz y tens. vert. < 300Kp/cm.²)

Clase roca. RMR	Excavación	SOSTENIMIENTO PRIMARIO		
		Bulonado (*) (longitudes: túneles de 10 m. de luz)	Gunitado	Cerchas
I 81-100	A sección completa. Avances de 3 m.	Innecesario, salvo algún bulón ocasional.		
II 61-80	Plena sección. Avances de 1-1,5 m.	Bulonado local en bóveda, con longitudes de 2-3 m y separación de 2-2,5 m. eventualmente con mallazo	5 cm en bóveda para impermeabilización.	No
III 41-60	Galería en clave y basteches. Avances de 1,5 a 3 m. en la galería	Bulonado sistemático - de 3-4 m. con separaciones de 1,5 a 2 m en bóveda y hastiales. Mallazo en bóveda	5 a 10 cm en la bóveda y 3 cm en hastiales.	No
IV 21-40	Galería en clave y basteches. Avances de 1 a 1,5 m. en la galería	Bulonado sistemático - de 4-5 m. con separaciones de 1-1,5 m en bóveda y hastiales, con mallazo	10-15 cm en bóveda y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación	Entibación ligera ocasional, con separaciones de 1,5 m.
V < 20	Galerías múltiples. Avances de 0,5-1 m en la galería de clave.	Bulonado sistemático de 5-6 m, con separaciones de 1-1,5 m en bóveda y hastiales, con mallazo. Bulonado de la solera.	15-20 cm en bóveda. 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata - después de cada voladura.	Cerchas fuertes separadas 0,75 m. con blindaje de chapas, y cerradas en solera.

(*) Bulones de ϕ 20mm. con tuerca.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION**

**ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y ESCOMBRERAS
TECNOLOGIA DEL BULONAJE
CONTROL DEL BULONAJE**

DR. BENJAMIN CELADA TAMAMES

JULIO, 1982

ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y ESCOMBRERAS

D. Celada Tardines
Dr. Ingeniero de Minas

- 1.- INTRODUCCION
- 2.- RESISTENCIA AL CORTE DE LAS DISCONTINUIDADES
 - 2.1 Teoría de Landanyi - Archambault
 - 2.2 Teoría de Barton - Choubey
- 3.- EFECTO DEL AGUA
 - 3.1 Ley de tensiones efectivas
 - 3.2 Efecto del agua en grietas de tracción
 - 3.3 Licuefacción
- 4.- ANALISIS DE LA ESTABILIDAD
 - 4.1 Coeficiente de seguridad
 - 4.2 Métodos de análisis
 - 4.2.1 Rotura plana
 - 4.2.2 Rotura en cuña
 - 4.2.3 Rotura circular
 - 4.2.3.1 Método de Fallenius - May
 - 4.2.3.2 Método de Bishop
 - 4.2.3.3 Método de Janbu
- 5.- CONTROL DE TALUDES
 - 5.1 Medidas de deformación
 - 5.1.1 Medidas topográficas
 - 5.1.2 Extensómetros e inclinómetros
 - 5.2 Medida de la presión de agua
- 6.- CONCLUSIONES
- 7.- BIBLIOGRAFIA

ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y ESCOMBRERAS

B. Celada Tardines
Dr. Ingeniero de Minas.

1.- INTRODUCCION

La minería a cielo abierto exige mover grandes masas rocosas para poder obtener el mineral vendible y en esta operación deben realizarse grandes excavaciones que están limitadas por taludes tal como muestra las figuras N° 1 y 2.

Por otra parte como consecuencia la actividad minera se crean unas estructuras con materiales sueltos, estériles y residuos de plantas de concentración; que son las escombreras y balsas. Estas estructuras están también definidas por unos taludes tal como se muestra en las figuras N° 3 y 4.

El interés de los responsables del diseño de estas estructuras se centra en garantizar su estabilidad con la mayor economía posible lo cual lleva a diseñar taludes lo mas empinados y altos que se pueda.

En la figura N° 5 se muestra una representación de la altura y la pendiente de diversos taludes distinguiendo los estables de los que presentan signos de inestabilidad. Puede verse que existe una frontera bastante clara de separación entre los taludes estables e inestables y, en general, podemos deducir que cuanto mayor sea la pendiente del talud menor deberá ser su altura. Podemos observar que es raro encontrar taludes estables con una altura mayor de 100 m y una pendiente superior a 50°.

Si embargo si hacemos un cálculo elemental sobre la altura que podría tener un talud vertical creado en roca llegaríamos a la conclusión de que serían estables taludes de varios cientos de metros, conclusión que no está de acuerdo con la realidad.* Esto es debido a que la estabilidad de los macizos rocosos no está regida por la roca intacta sino por la resistencia y orientación de las discontinuidades.

En la figura Nº 6 se muestra el efecto que sobre la máxima altura del talud tiene la orientación de una discontinuidad dentro del macizo. Puede observarse que a partir de inclinaciones de la discontinuidad menores de 30° la altura del talud crece rápidamente lo cual está de acuerdo con lo que muestra la figura Nº 7. Sin embargo para pendientes de la discontinuidad comprendida entre 50 y 60° la altura máxima del talud, en estado seco, apenas llega a ser de unos 25 m.

De lo anterior debemos resaltar que el primer trabajo que debe realizarse para estudiar la estabilidad de un talud creado en roca es un estudio de campo detallado y profundo para situar en el espacio todas las discontinuidades que afecten a la masa rocosa figuras 8 y 9 en donde debe ser creado el talud. En este sentido son extraordinariamente útiles las técnicas de representación estereográfica que permiten realizar análisis muy rápidos sobre las posibles formas de rotura.

(*) La altura crítica de un talud vertical en roca está dada por

$$H_{crit} = \frac{4c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\beta}{2} \right) \left\{ \begin{array}{l} c = 1 \text{ MPa} \\ \gamma = 0,025 \frac{\text{M}}{\text{m}^3} \text{ queda } H_{crit} = 277 \text{ m.} \\ \phi = 30^\circ \end{array} \right.$$

2.- RESISTENCIA AL CORTE DE LAS DISCONTINUIDADES

El proceso de inestabilidad de un macizo rocoso está gobernado por las discontinuidades existentes y los factores más importantes son la orientación, que define el modelo de rotura, y su resistencia al corte ya que fundamentalmente todos los procesos de rotura se producen por deslizamiento sobre las discontinuidades lo cual, como mínimo, pone en juego una resistencia a la fricción. En este caso son de total aplicación los conceptos de resistencia de pico y residual; sobre todo este último ya que las tensiones normales que se movilizan en los problemas de inestabilidad de taludes son muy pequeñas.

La resistencia al corte de las discontinuidades depende de numerosos factores que están enumerados en la figura Nº 10. A la vista de ello está claro que adquiere una gran importancia la correcta caracterización de las discontinuidades lo cual exige un cuidadoso trabajo de campo que debe inspirarse en las normas elaboradas en 1.977 por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.

Vamos a ver ahora la forma en que puede ser estimada la resistencia al corte de las discontinuidades.

2.1.- Teoría de LANDANYI-ARCHAMBAULT

A través de observaciones de laboratorio LANDANYI-ARCHAMBAULT proponen para la resistencia de pico al corte la siguiente expresión

$$\tau = \frac{\sigma_n (1 - a_s) (\dot{v} + \operatorname{tg} \phi) + a_s \tau_r}{1 - (1 - a_s) \cdot \dot{v} \cdot \operatorname{tg} \phi} \quad (1)$$

0 5

a_s es la superficie de la discontinuidad que es cizallada en el corte

\dot{v} es la tangente del ángulo máximo de dilatación =

Z_r es la resistencia al corte de la matriz rocosa

σ_n tensión normal que actúa sobre la discontinuidad

ϕ ángulo de rozamiento

Si la tensión normal ($\sigma_n \geq 0$) es muy pequeña casi no habrá cizallamiento de los picos y $a_s \rightarrow 0$ y $\dot{v} = \text{tg} i$ con lo cual la ecuación (1) se convierte en

$$Z = \frac{\sigma_n \cdot (\text{tg} i + \text{tg} \phi)}{1 - \text{tg} i \cdot \text{tg} \phi} \quad (2) \quad \sigma'$$

$$Z = \sigma_n \cdot \text{tg} (i + \phi)$$

que es la ecuación de PATTON

Si $\sigma_n \gg 0$ habrá un fuerte cizallamiento de los picos de la discontinuidad y $a_s \rightarrow 1$ con lo cual la ecuación (1) se convierte en $Z \rightarrow Z_c$ es decir que la resistencia al corte tiende a ser la de la matriz rocosa.

Para hacer operativa la expresión (1) hay que estimar Z_r , a_s y \dot{v} .

La resistencia al corte de la matriz rocosa, puede ser determinada mediante ensayos de laboratorio o estimada por cualquier otro criterio. LANDANYI y ARCHAMBAULT proponen la relación de FAIRHURST:

$$Z_r = \sigma_c \cdot \frac{\sqrt{1+n} - 1}{n} \cdot \sqrt{1+n} \frac{\sigma_n}{\sigma_c} \quad (3)$$

σ_c es la resistencia a compresión uniaxial de los labios de la discontinuidad

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_T} \quad (\text{según MOEX } n = 10)$$

\dot{v} y a_s son muy difícil de medir y LANDANYI y ARCHAMBAULT, después de sus ensayos, las siguientes expresiones:

$$\dot{v} = \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^4 \cdot \text{tg} i \quad (4)$$

$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^{1.5} \quad (5)$$

Entrando con (4) y (5) obtenemos la expresión

$$Z = \frac{\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^{1.5} \left[\left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^4 \cdot \text{tg} i + \text{tg} \phi \right] + 0,232 \left[\left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^{1.5} \right] \left(1 + 10 \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^{0.5}}{1 - \left[\left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^{5.5} \cdot \text{tg} i - \text{tg} \phi \right]} \quad (6)$$

Aunque esta expresión parece complicada las únicas incógnitas son σ_c , i y ϕ

En la figura 11 se muestra que la fórmula de LANDANYI-ARCHAMBAULT es una transición entre la ecuación de PATTON y la de FAIRHURST.

BARTON-CHOUBEY han hecho numerosos ensayos de corte con muestras de rocas en las que simulaban - diversas formas de discontinuidades y han llegado a establecer la siguiente expresión

$$\tau = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \left(\phi + \text{JRC} \cdot \log_{10} \frac{\text{JCS}}{\sigma_n} \right) \quad (7)$$

JCS es la resistencia a compresión simple del material de la discontinuidad que si ésta está seca puede estimarse como σ_c según BARTON pero si existe agua en la discontinuidad pues el valor de JCS puede descender hasta

$$\text{JCS} = 0,25 \cdot \sigma_c \quad (8)$$

La resistencia a compresión simple de los labios de la junta, σ_c , puede determinarse haciendo ensayos de laboratorio sobre muestras obtenidas en el campo, por medio de ensayos sustitutivos como el martillo Schmidt o bien estimándola por métodos - - aproximados de acuerdo a lo indicado en la figura - N° 12.

JRC es un coeficiente que depende de las asperezas y características geométricas de la discontinuidad, cuyo valor oscila entre 0 y 20 y puede ser estimado por comparación a los diez modelos de discontinuidad que se presentan en la figura N° 13.

En la figura 14 se muestra la representación de la ecuación de BARTON-CHOUBEY para valores de - - JRC de 20, 10 y 5 $\beta = 30$ comparándola con la de - LANDANYI-ARCHAMBAULT para $i = 20^\circ$.

A niveles de tensión normal baja ($\sigma_n \approx 0$) - ambas ecuaciones son idénticas para JRC=20; pero para $\sigma_n > 0$ ambas ecuaciones se separan notablemente. - Ello es debido a que si $\text{JCS} \approx \sigma_c$ y

$\frac{\sigma_n}{\sigma_c} = 1$ la ecuación (7) se convierte en

$$\tau = \sigma_c \cdot \operatorname{tg} (\phi + \text{JRC} \log_{10} 1) = \sigma_c \cdot \operatorname{tg} \phi$$

mientras que la de LANDANYI-ARCHAMBAULT se convierte en

$$\tau = \tau_r$$

Así pues a niveles de σ_n altos la ecuación de BARTON- CHOUBEY es mas conservadora que la de - LANDANYI.

No obstante todos los ensayos de BARTON se hicieron a nivel de σ_n muy bajos y en la franja $0,01 < \frac{\sigma_n}{\sigma_c} < 0,3$ la teoría de BARTON es - la mas fiable; por otra parte como los valores reales de σ_n en los problemas de macizo rocosos son de ese orden esta es otra razón para admitir la popularidad de la ecuación de BARTON-CHOUBEY.

Observese que si $\frac{\text{JCS}}{\sigma_n} \rightarrow 0$ la ecuación no es aplicable y Barton sugiere que

$$\phi + \text{JRC} \cdot \log_{10} \frac{\text{JCS}}{\sigma_n} < 70^\circ \quad (9)$$

tal como se muestra en la figura 14.

Por lo tanto de (10) tenemos que

$$\sigma = \frac{N_i}{A} + u \left(1 - \frac{a}{A}\right)$$

y por definición llamaremos tensión efectiva a

$$\sigma' = \frac{N_i}{A} \quad (11)$$

de tal forma que

$$\sigma = \sigma' + u \left(1 - \frac{a}{A}\right) \quad (12); \text{ si suponemos que}$$

$\frac{a}{A} \rightarrow 0$ resulta $\sigma = \sigma' + u$ o lo que es igual

$$\sigma' = \sigma - u \quad (13)$$

que es la ley de tensiones efectivas que nos indica que cuando existe presencia de agua, que origina tensión intersticial, la tensión normal efectiva en la superficie de contacto disminuye haciendolo, por lo tanto, la resistencia al corte del medio considerado.

Aunque no se trate de un talud de materiales sueltos sino que se trate de una discontinuidad -- dentro del macizo rocoso la presión de agua disminuye exactamente igual la resistencia al corte y -- por lo tanto la estabilidad. Para ilustrar esta -- afirmación recurriremos al ejemplo de la lata de -- cerveza propuesto por HOEK (1.977)

Supongamos, figura N° 16-1, que tenemos una -- lata de cerveza reposando sobre un plano inclinado un angulo ψ , y la llenamos de agua de tal forma -- que el peso de la lata y del agua sea W.

La tensión normal que actua en el plano de -- deslizamiento valdrá

$$\sigma = \frac{W \cdot \cos \psi}{A} \quad (14)$$

3.- EFECTOS DEL AGUA

0 3

En general el agua tiene efectos negativos sobre la resistencia mecánica de las rocas; pero en el caso de macizos rocosos en los que la estabilidad está dominada -- por las discontinuidades el efecto del agua es mucho mas perjudicial. Hemos indicado en el apartado 2.2. que BARTON supone que, en presencia de agua, la resistencia a -- compresión simple de los labios de una discontinuidad -- puede descender a la cuarta parte del valor de la resistencia a compresión de la roca intacta.

Este es un efecto general que en el caso de estabilidad de taludca en roca y materiales sueltos se agrava notablemente por otras acciones adicionales.

3.1.- Ley de tensiones efectivas

Supongamos el caso de una escombrera constituida por materiales sueltos que tienen en su conjunto una cierta porosidad y admitamos que esta es saturado. La figura N° 15 muestra el esquema de carga que podemos considerar. Si σ es la tensión normal que se ejerce sobre la muestra, parte de ella se transmitirá por el esqueleto de roca dando lugar a una presión efectiva σ' y la otra parte se comunicará al agua que llena los poros dando lugar a una presión intersticial, u, que por el principio de Pascal será igual en todas las direcciones.

Si establecemos el equilibrio estático en el plano de contacto entre dos fragmentos de roca se cumplirá que

$$\sigma \cdot A = N_i + u \cdot (A - a) \quad (10)$$

A = area de la muestra

a = area de contacto entre los granos

Siendo A el área de la superficie de contacto

Si admitimos como válido el criterio de Coulomb-Navier

$$Z = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (15)$$

sustituyendo (14) en (15)

queda

$$Z = \bar{c} + \frac{W \cdot \cos \psi_1}{A} \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (16) \quad \text{y}$$

es igual

$$R = c \cdot A + W \cdot \cos \psi_1 \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (17)$$

El bote de cerveza lleno de agua deslizará -- cuando la fuerza R equilibre la componente del peso en dirección del plano es decir si

$$W \cdot \sin \psi_1 = c \cdot A + W \cdot \cos \psi_1 \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (18)$$

Si admitimos que $c = 0$ queda $\psi_1 = \phi$ (19)

Si ahora repetimos el experimento pero hacemos un taladro en la base del bote, el agua rellenará -- la pequeña cámara que queda en el fondo produciendo una presión de agua que llamaremos U, fig. 16-2 -- que vale:

$$u = \gamma_w \cdot h_w \quad (20) \quad \text{donde}$$

γ_w = es el peso específico del agua

h_w = es la altura vertical de agua en el centro del bote

Esta presión u genera una fuerza, perpendicular al plano, que vale

$$U = u \cdot A \quad (21)$$

y como consecuencia la --

expresión (17) suponiendo $c=0$ se transforma en

$$R = (W \cdot \cos \psi_2 - U) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (22)$$

Para calcular W supondremos, figura 16-2, que

$$W = \gamma_t \cdot h \cdot A \quad (23)$$

Siendo γ_t el peso específico de la lata llena de -- agua y h la altura media de agua dentro del bote. -- Se cumple que

$$h_w = h \cdot \cos \psi_2 \quad (24)$$

y por lo tanto entrando -- con (21) (23) y (24) en (22)

$$R = (W \cdot \cos \psi_2 - \frac{\gamma_w}{\gamma_t} \cdot W \cdot \cos \psi_2) \cdot \operatorname{tg} \phi$$

es decir

$$R = W \cdot \cos \psi_2 \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_t}\right) \cdot \operatorname{tg} \phi$$

y consecuentemente la condición de equilibrio se -- convierte en

$$\operatorname{tg} \psi_2 = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_t}\right) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (25)$$

Supongamos que $\phi = 30^\circ$, entonces si no está perforado el bote de cerveza (no hay presión de agua) -- el ángulo máximo de equilibrio será $\psi_1 = 30^\circ$

Si la lata está perforada, suponiendo que --

$$\frac{\gamma_w}{\gamma_t} = 0,9$$

el ángulo máximo de equilibrio dado por -- (25) será $\psi_2 = 3^\circ 18'$

Vemos con este sencillo ejemplo el efecto negativo de la presión de agua que hace descender -- drásticamente la máxima pendiente de un talud para que haya equilibrio.

2.- Efecto del agua en grietas de tracción

El agua existente en los macizos rocosos no solo ejerce el efecto negativo de disminuir la tensión efectiva normal sino que además puede rellenar grietas producidas por tracciones en la masa rocosa provocando unas fuerzas que tienden a aumentar la inestabilidad del talud.

Para esclarecer este ejemplo consideremos la figura N° 17 en la que suponemos que existen dos estratos de roca en uno de los cuales se crea una grieta de tracción que está llena de agua. La presión de agua que se produce en el interior de la grieta aumenta linealmente con la profundidad generando una fuerza media paralela al plano que llamamos V.

Por otro lado suponemos que el agua penetra también entre los dos estratos de tal forma que se crea una fuerza del levantamiento perpendicular al plano que llamamos U.

En estas condiciones el equilibrio del bloque está regido por la ecuación (19) modificada al considerar u y V de tal forma que tenemos :

$$W \cdot \sin \psi + V = c \cdot A + (W \cdot \cos \psi - u) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (26)$$

Podemos observar que el efecto del agua disminuye la resistencia al corte que pueda ofrecer la discontinuidad y por otro lado aumenta la fuerza que favorece el deslizamiento de tal forma que la estabilidad se ve debilmente afectada.

Conviene hacer hincapié en que lo realmento perjudicial no es el caudal que circula sino la presión que alcanza el agua. Por ello muchas veces unas simples manchas de agua en la ladera de un talud, como las que muestra la figura N° 18, deben ser motivo de preocupación y deben ser examinadas cuidadosamente.

Por la misma razón unos simples taladros revestidos con un tubo, ejercen un efecto muy beneficioso sobre la estabilidad del talud ya que, si atraviesan las discontinuidades existentes, garantizan la no existencia de presiones de agua que puedan ser muy negativas.

3.3.- Liquefacción

La liquefacción es un fenómeno por el que un sólido adquiere el comportamiento de un líquido. Si aplicamos el criterio de Coulomb-Navier la resistencia al corte de un sólido está dada, aplicándola en términos de tensiones efectivas, por la expresión :

$$\tau = c + (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (27)$$

Una de las propiedades características de los líquidos es que su resistencia al corte es nula; lo cual, a la vista de la ecuación (27), solo es posible si $c=0$ y $\sigma=U$ ya que obviamente β no puede hacerse cero en una roca.

De esto deducimos que los fenómenos de licuefacción solo son posibles en los materiales no cohesivos, por ejemplo algunas escombreras y balsas, y que además la presión del agua tiene que jugar un papel muy importante.

Pero podemos preguntarnos que papel juega la licuefacción en los problemas de estabilidad de taludes en materiales sueltos? la respuesta es simple: cuando hay licuefacción la inestabilidad adquiere carácter de tragedia. En el caso de las escombreras el caso más típico es el de ABERFAN, fig. 19, que el viernes 21 de Octubre de 1.966 sufrió una inestabilidad por fluidificación que costó la vida a 140 personas. En 1.977 en el Pozo Mosquitera de la Empresa Nacional Hulleras del Norte, S.A. una escombrera próxima a uno de los pozos de extracción se fluidificó, fig. N° 20, convirtiendo la plaza del pozo en una inmensa piscina con graves pérdidas económicas.

Ya hemos indicado que la licuefacción solo es posible en materiales no cohesivos como los esteriles frescos de mina o plantas de tratamiento; pero esto es una condición necesaria aunque no suficiente ya que es preciso también que $\sigma = U$. Veamos en que condiciones puede producirse esto. En primer lugar es necesario que el drenaje sea deficiente ya que la permeabilidad de las escombreras es muy alta pues el coeficiente de permeabilidad K está habitualmente definido por:

$$5 \cdot 10^{-6} < K < 10^{-2} \quad (28)$$

y según SHERARD (1963) la disipación de las presiones intersticiales es total si $K > 50 \cdot 10^{-6} \left(\frac{\text{cm}}{\text{seg}}\right)$.

La licuefacción puede ocurrir tanto si estáticamente ocurre que $\sigma = U$ como si dinámicamente se produce en una zona de la masa de esteriles esa condición. Esto es posible en el caso de que se produzca algún sismo tal como han descrito GUPTA y RASTOGI -- (1.976). En cualquier caso conviene retener que solo hay licuefacción en medios saturados.

El tamaño de los materiales juega un papel importante y se admite que el riesgo de licuefacción es apreciable con granulometrías uniformes que cumplan

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 3 \quad (29)$$

Dado que la presión del agua, con densidad próxima a 1, debe igualar a la presión debida al peso del escombro está claro que la densidad de los materiales tiene una importancia decisiva y el riesgo será mayor cuanto mas baja sea. Así se establecen los siguientes criterios:

Densidad relativa	Clase de riesgo
$Dr < 0,50$	Importante
$0,50 < Dr < 0,70$	Dudoso
$0,70 < Dr$	Imposible

Recordemos que en el caso de la catástrofe de NIGATA la densidad relativa de las arenas era

$$Dr = 40\%$$

Por lo que se refiere a los taludes de embalses y balsas debemos retener que no es posible que se produzca la fluidificación se realiza un adecuado control del nivel freático.

4.- ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD

Cualquier análisis de estabilidad termina tradicionalmente en un COEFICIENTE DE SEGURIDAD que puede definirse como el cociente entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento y las que tienden a favorecerlo. Una vez definido el valor que tiene que tener como mínimo el coeficiente de seguridad se debe pasar a estudiar la estabilidad basándose en un modelo determinado de rotura.

4.1.- Coefficiente de Seguridad

El coeficiente de seguridad es un concepto antiguo en geotecnia pues fue utilizado por BELIDOR en el siglo XVIII. Este concepto lleva agregada la necesidad de valorar el riesgo y definir el grado de conocimiento del problema.

El proyecto adecuado de un talud exige que soporte las máximas fuerzas que tienen una probabilidad razonable de presentarse durante un período de vida también razonable de dicha estructura, y el que cumpla su función bien, pero, además, contando con que todo ello se haga dentro de la máxima economía.

Para que se cumpla lo anterior se emplean los "coeficientes de seguridad", cuya magnitud debería depender en cada caso de la confianza que se tenga en los datos del proyecto y en su interpretación, y en especial en los datos de resistencia y en las cargas previstas, en la exactitud del análisis estructural, en la calidad de la construcción y de la conservación, y en los efectos dañinos de una rotura.

Una estimación de la resistencia y deformación del terreno ante las cargas aplicadas requiere un reconocimiento y ensayos de dicho terreno. Como el reconocimiento del terreno puede revelar las condiciones más desfavorables del subsuelo, se requiere un margen de seguridad para tener en cuenta la existencia de posibles zonas blandas, discontinuidades erráticas, incertidumbres asociadas con la interpolación entre auscultaciones, variaciones con el tiempo, y la alteración inevitable de las muestras que puede conducir a un aumento o disminución de la resistencia y deformación según los casos. La mayor parte de estos factores no se suelen tener en cuenta en ensayos o cálculos de rutina, por lo cual el coeficiente de seguridad debe cubrir posibles diferencias con la realidad.

A título de ejemplo señalemos los coeficientes de seguridad que exige la Sociedad de Ingenieros de Dinamarca (1.967) para algunos parámetros típicos.

PARAMETRO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Cohesión	1,5 - 2
Angulo de rozamiento interno	1,2 - 1,5
Resistencia al corte	1,3 - 1,5
Presiones de agua	1,2 - 1,5

Logicamente los coeficientes de seguridad son mayores cuando más problemática sea la determinación de un parámetro.

En la fig. N° 23 se muestra una orientación sobre las características de los principales tipos de rotura empezando por el talud en roca sana que, como ya dijimos en la introducción, nunca crea problemas en minería, pues puede verse que la altura, para pendientes importantes, llega a ser de varios kilómetros.

Las roturas planas permiten taludes importantes para pendientes moderadas menores de 40°, aunque debido a que las propiedades mecánicas del macizo son del orden de 100 veces menor que la roca intacta, para taludes de más de 60° es difícil que se lleguen a alturas de 100 m. Un tipo particular de rotura plana es la rotura progresiva en la que el plano de rotura está integrado por discontinuidades y fallos de la roca intacta. En este caso existe un claro fenómeno dilatante y por esto las pendientes de los taludes son mayores. La figura N° 24 ilustra este concepto.

La rotura circular es una rotura típica en materiales muy fracturados o sueltos y en estos casos cabe señalar la dificultad de mantener taludes estables por encima de 40° y el gran efecto negativo que tiene la presión del agua intersticial.

4.2.1.- Rotura plana

La rotura plana se puede producir cuando un plano de discontinuidad aflora en la cara del talud con una inclinación menor -- que la pendiente del talud. La figura N° 25, ilustra las condiciones en que puede producirse la rotura plana y las figuras N° 26, 27 y 28 muestran un ejemplo real.

El análisis de estas instabilidades puede realizarse en los términos que muestra la figura N° 29 considerando la presencia de una grieta de tracción que puede estar parcialmente llena de agua.

El coeficiente de seguridad puede calcularse mediante la expresión

$$F = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos \psi_p - U - V \cdot \tan \psi_p) \cdot \tan \phi}{W \cdot \tan \psi_p + V \cdot \cos \psi_p} \quad (30)$$

Nótese que la expresión (30) se obtiene de forma similar a la (26)

En este caso los símbolos que intervienen significan:

$$A = (H - z) \operatorname{cosec} \psi_p \quad (31)$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w \cdot (H - z) \operatorname{cosec} \psi_p \quad (32)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w^2 \quad (33)$$

Si la grieta de tracción está situada en la parte alta del talud tenemos que:

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \left\{ \left(1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right) \operatorname{ctg} \psi_p - \operatorname{ctg} \psi_p \right\} \quad (34)$$

y si la grieta de tracción está situada en la cara del talud

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \left\{ \left(1 - \frac{z}{H} \right)^2 \cdot \operatorname{ctg} \psi_p (\operatorname{ctg} \psi_p \cdot \operatorname{tg} \psi_p - 1) \right\} \quad (35)$$

Si todos los factores relacionados con el talud son conocidos el coeficiente de seguridad F se calcula muy fácilmente mediante la expresión (30); pero, en algunos otros estudios de sensibilidad la expresión (30) no es muy apropiada. Para poder comparar la influencia de algunos parámetros podemos convertir la expresión (30) en adimensional

$$F = \frac{\left(\frac{2c}{\gamma \cdot H}\right) P + \left\{ Q \cdot \operatorname{ctg} \psi_p - R(P+S) \right\} \operatorname{tg} \phi}{Q + R \cdot S \cdot \operatorname{ctg} \psi_p} \quad (35)$$

en la que

$$P = \left(1 - \frac{z}{H}\right) \cdot \operatorname{cosec} \psi_p \quad (37)$$

si la grieta de tracción está en la parte alta del talud

$$Q = \left\{ \left(1 - \left(\frac{z}{H}\right)^2\right) \operatorname{ctg} \psi_p - \operatorname{ctg} \psi_f \right\} \operatorname{sen} \psi_p \quad (38)$$

y si la grieta está sobre la cara del talud

$$Q = \left\{ \left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 \cdot \operatorname{cosec} \psi_p \left(\operatorname{ctg} \psi_p \cdot \operatorname{tg} \psi_f - 1 \right) \right\} \quad (39)$$

en cuanto a los otros dos parámetros

$$R = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{2w}{z} \cdot \frac{z}{H} \quad (40)$$

$$S = \frac{2w}{z} \cdot \frac{z}{H} \cdot \operatorname{sen} \psi_p \quad (41)$$

los coeficientes P , Q , R y S son adimensionales y dependen de la geometría del talud y no de su tamaño. Las figuras 30 y 31 ofrecen unos íbacos para calcular P , Q , R y S .

Nótese también que si $C = 0$ a partir de la expresión (36) se deduce que el factor de

seguridad es independiente del tamaño del talud.

4.2.2.- Rotura en cuña

La rotura en cuña se produce cuando la línea de intersección de dos planos de discontinuidad afloran en la cara del talud con una inclinación menor que la pendiente del talud, el resultado de esta configuración puede ser la caída de un bloque tal como indica la figura N°32. Una rotura de este tipo puede esquematizarse según se indica en la figura N°33

La estabilidad de una cuña de roca so metida a los efectos de cohesión, ángulo de rozamiento y presión de agua puede calcularse a partir de la geometría de la figura 34, mediante la expresión:

$$F = \frac{3}{\gamma \cdot H} (C_A \cdot X + C_B \cdot Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2z} \cdot X\right) \operatorname{tg} \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2z} \cdot Y\right) \operatorname{tg} \phi_B \quad (42)$$

donde

C_A y C_B son las cohesiones a lo largo de los planos A y B, teniendo en cuenta que siempre se llama plano A al de menor inclinación

ϕ_A y ϕ_B son los ángulos de rozamiento a lo largo de los mismos planos

γ es el peso específico de la roca

γ_w es el peso específico del agua

es la ra total de la cuña

$$X = \frac{\sin \theta_{2,4}}{\sin \theta_{4,5} - \cos \theta_{2,1A}} \quad (42)$$

$$Y = \frac{\sin \theta_{1,3}}{\sin \theta_{3,1} - \cos \theta_{1,1A}} \quad (43)$$

$$A = \frac{\cos \psi_A - \cos \psi_B \cdot \cos \theta_{nA, nB}}{\sin \psi_S - \sin^2 \theta_{nA, nB}} \quad (44)$$

$$B = \frac{\cos \psi_A - \cos \psi_B \cdot \cos \theta_{nA, nB}}{\sin \psi_S - \sin^2 \theta_{nA, nB}} \quad (45)$$

ψ_A y ψ_B son las pendientes de los planos A y B; ψ_S es la pendiente de la línea de intersección, marcada con 5 en la figura N° 33.

$\theta_{nA, nB}$ es el ángulo que forman las normales a los planos A y B, y $\theta_{1, nA}$ es el ángulo que forma el plano 1 con la normal al plano A.

La aplicación de la expresión (42) es algo pesada y requiere el cálculo de los diversos ángulos que no son datos directos del problema. Para obviar esto HOEK y BRAY (1977) proponen el empleo de un método aproximado basado en realizar el análisis suponiendo que no hay cohesión y despreciando el efecto del agua. En este caso como $c_A = 0$, $c_B = 0$ y $\gamma_w = 0$ la expresión (42) se convierte en

$$F = A \cdot \tan \phi_A + B \cdot \tan \phi_B \quad (43)$$

A y B son los factores adimensionales que solo dependen del buzamiento y de la dirección del buzamiento de los planos A y B que han sido tabulados; HOEK y BRAY muestran unos ábacos que se muestran en las figuras N° 34 a 41.

Para ilustrar el empleo de estos ábacos supongamos que deseamos obtener el coeficiente de estabilidad de un talud en el que existen dos planos definidos por los siguientes parámetros.

	PENDIENTE	DIRECCION DE LA PENDIENTE	ANGULO DE BUZAMIENTO
PLANO A	40°	165°	35°
PLANO B	70°	285°	20°
DIFERENCIA	30°	120°	

que se determina

Una vez que se determina la diferencia de pendiente buscamos el ábaco que corresponda; en este caso el representado en la figura N° 37. En esta figura se muestran sendos ábacos para cada uno de los parámetros A y B.

Como la diferencia entre las direcciones de la pendiente es de 120° y la pendiente del plano A es de 40° tenemos que $A = 1.5$ y dado que la pendiente del plano B es 70° tenemos que $B = 0.7$; con estos datos entramos en la expresión (43) y tenemos

$$F = 1,5 \cdot \lg 35 + 0,7 \cdot \lg 20 = 1,30$$

Dado que este es un método aproximado, los resultados del factor de seguridad deben tomarse con ciertas reservas y por ello HOEK y BRAY recomiendan que solo se consideren absolutamente estables aquellos taludes cuyo coeficiente de seguridad, calculado por este método aproximado, sea superior a 2. En caso contrario, como ocurre con el ejemplo ilustrativo, debe realizarse el cálculo completo empleando la expresión (42)

4.2.3.- Rotura circular

La rotura circular se produce en aquellos macizos rocosos que tienen una distribución caótica de discontinuidades o en las estructuras realizadas con materiales sueltos, escombros y diques de presas. La rotura de este tipo se llama circular porque la superficie de deslizamiento se puede asemejar a un cilindro cuyo eje es sensiblemente paralelo a la dirección del talud y su sección recta es un círculo. La figura N°42 ilustra una rotura de este tipo. Conviene resaltar el hecho de que las roturas de tipo circular afectan a toda la masa del talud y por ello el volumen de rocas que se ve afectado es mucho más importante que en el caso de la rotura plana o en cuña. En las figuras N°43 y 44 se aprecia claramente este efecto.

Para realizar el análisis de la rotura circular se debe suponer el círculo sobre el que va a producirse el deslizamiento y estudiar sobre él el coeficiente de seguridad. Como en general no se conocerá el círculo de rotura, es preciso realizar varios tanteos hasta encontrar el valor más desfavorable.

Todos los métodos de análisis de rotura circular se basan en el de FELLENIUS quien en 1916 popularizó la idea de dividir la masa a estudiar en franjas con el fin de que se pudiera hacer una hipótesis sobre la distribución de tensiones a lo largo de la superficie de rotura más realista

4.2.3.1.- Método de Fellenius - May

May consiguió que el Bureau of Reclamation (USA) adoptara en su instrucción sobre presas el método de Fellenius lo cual lo popularizó rápidamente.

En este método, tal como se indica en la figura N°45, se hace la hipótesis de que la resultante que actúa en cada franja

$$\bar{R}_i = \bar{C}_i + \bar{C}_{(i)} + \bar{E}_i + \bar{E}_{(i)} \quad (44)$$

es paralela a la base de la franja.

Dado que la línea de rotura es circular las reacciones normales en la base de cada franja N_i no darán momento respecto al centro del círculo

Darán momentos W_i , C_i , E_i , C_{i+1} , E_{i+1} y T_i (corte en la base). Si sumamos todos los momentos resultará que los de los elementos C_i ; E_i ; C_{i+1} se anulan con los de las franjas vecinas ya que al final solo pueden intervenir las fuerzas exteriores a la masa estudiada.

El peso W_i de cada franja da un momento

$$M_w = W_i \cdot r_w = W_i \cdot r \cdot \text{sen} \alpha_i \quad (45)$$

El momento de la resistencia al corte en cada franja vale

$$M_T = T_i \cdot r \quad (46)$$

El coeficiente de seguridad de la franja i. valdrá

$$F = \frac{\Delta l_i \cdot C_i + N_i' \cdot \text{tg} \phi_i}{T_i} \quad (47)$$

Eliminando T_i entre (47) y (46) queda:

$$M_{T_i} = \frac{1}{F} [\Delta l_i \cdot C_i + N_i' \cdot \text{tg} \phi_i] \cdot r \quad (48)$$

Para que haya equilibrio global de momentos se debe cumplir que

$$\sum_{i=1}^{i=n} M_{w_i} = \sum_{i=1}^{i=n} M_{T_i} \quad (49)$$

y eliminando M_w de (45) queda

$$\sum_{i=1}^{i=n} M_{T_i} = \sum_{i=1}^{i=n} W_i \cdot \text{sen} \alpha_i \quad (50)$$

y entrando en (48) y despejando F queda

$$F = \frac{\sum \Delta l_i \cdot C_i + \sum N_i' \cdot \text{tg} \phi_i}{\sum W_i \cdot \text{sen} \alpha_i} \quad (51)$$

si superponemos que c y ϕ son constantes que

$$F = \frac{L \cdot c + \text{tg} \phi \sum N_i'}{\sum W_i \cdot \text{sen} \alpha_i} \quad (52)$$

L es la longitud del círculo implícada en la rotura.

Dado que hemos admitido que R_i forma un ángulo α_i con la horizontal determinaremos N_i' haciendo el equilibrio en la dirección normal a R_i . En este caso R_i y T_i no entran en juego, al ser normales a N_i' , y solo nos queda por considerar W_i y U_i (U_i es la presión intersticial) es decir

$$N_i' = W_i \cdot \cos \alpha_i - U_i \quad (53)$$

con lo cual entrando en (9) queda

$$F = \frac{c \cdot L + \text{tg} \phi \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_i)}{\sum W_i \cdot \text{sen} \alpha_i} \quad (54)$$

El problema de este método radica en que se olvida de las reacciones sobre cada franja con la hipótesis de que son paralelas a la base de la franja lo cual no es criterio y al final no se cumple $\sum R_i = 0$.

4.2.3.2.- Método de Bishop

El método de Bishop propuesto en 1954 postula también un deslizamiento circular,-



31

conforme se ilustra en la figura n°46
Tomando momentos respecto al centro del --
círculo resulta

$$\sum W_i \cdot X = \sum T \cdot R \quad (55)$$

siendo

T = Fuerza de corte existente en la base --
de la franja.

R = Radio del círculo

W_i = peso de la franja

X = distancia horizontal del centro de ca-
da franja al círculo

Si Z es la resistencia al corte del mate-
rial en la base de la franja, l su longi-
tud y F el coeficiente de seguridad se
cumplirá que

$$T \cdot F = Z \cdot l \quad (56)$$

entrando en (55) queda

$$\sum W_i \cdot X = \sum \frac{Z \cdot l_i}{F} \cdot T_i \quad (57)$$

se cumple que $x = R \text{ sen } \alpha$ (58) y

$$Z = c + \sigma \cdot \text{tg } \phi = c + \left(\frac{N}{l} \cdot u \right) \text{tg } \phi \quad (59)$$

siendo

c = cohesión del material en la base de la
franja

ϕ = ángulo de rozamiento interno

32

= presión intersticial en la base de la
franja

Entrando en (57) con (59) y despejando F
queda

$$F = \frac{1}{\sum W_i \cdot \text{sen } \alpha_i} \sum [c \cdot l_i + (N_i - u \cdot l_i) \cdot \text{tg } \phi] \quad (60)$$

Para determinar N_i se estudia el equili --
brio sobre la vertical de las fuerzas que
actúan en cada rebanada y resulta

$$F = \frac{1}{\sum W \cdot \text{sen } \alpha} \cdot \sum \left[\left\{ c \cdot b_i + \text{tg } \phi (W_i - u \cdot b_i + T_n - T_{n+1}) \right\} \frac{\text{sec } \alpha}{1 + \frac{\text{tg } \phi \cdot \text{tg } \alpha}{F}} \right]$$

Habitualmente suele usarse el método sim-
plificado de BISHOP en el que se supone --
que T = cte es decir $\sum (T_n - T_{n+1}) = 0$
por lo tanto la expresión (61) se convier-
te en

$$F = \frac{1}{\sum W \cdot \text{sen } \alpha} \sum \left[\left\{ c \cdot b_i + \text{tg } \phi (W - u \cdot b) \right\} \frac{\text{sec } \alpha}{1 + \frac{\text{tg } \phi \cdot \text{tg } \alpha}{F}} \right] \quad (62)$$

Esta es una expresión implícita en F que --
exige interacciones sucesivas para hallar
F a partir de un valor inicial que suele --
tomarse como F = 1

La simplificación introducida supone que

$$\sum \left[(T_n - T_{n+1}) \cdot \text{tg } \phi \frac{\text{sec } \alpha}{1 + \frac{\text{tg } \phi \cdot \text{tg } \alpha}{F}} \right] = 0$$

lo cual es cierto rigurosamente solo si.

$$T_n = \text{cte}$$

$$\phi = \text{cte}$$

$$\alpha = \text{cte}$$

Cuanto más se aparten de la realidad estas hipótesis más inexacto será el método

La gran ventaja del método BISHOP radica en que al proyectar las fuerzas que actúan en cada franja sobre la vertical se eliminan correctamente las fuerzas E_i que son normalmente mucho más importantes que las T_i

En general los errores de este método no llegan al 1% excepto cuando algún α_i es negativo y se producen también positivas lo cual además de no tener sentido físico aumenta ficticiamente el valor del coeficiente de seguridad. En este caso no queda otro remedio que tantear con otra forma de rotura.

Si ponemos u en función de la rotura de cada franja queda

$$u = \gamma_w \cdot K \cdot H$$

siendo

γ_w = densidad del agua

K = coeficiente comprendido entre 0 y 1

H = altura de franja

Si admitimos como normal el valor

$$W_j = 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

resulta que $u = 10 \cdot H$ y entrando en (62) queda

$$F = \frac{1}{\sum W_i \cdot \text{Sen} \alpha_i} \sum \left[\left\{ c \cdot b_i + \gamma \phi (W - \gamma_w K H b_i) \right\} \frac{\text{sen} \alpha}{1 + \frac{\gamma \phi \cdot \gamma_w \alpha}{F}} \right] \quad (63)$$

4.2.3.3.- Método de Janbu

Janbu presentó en 1957 un método de análisis de estabilidad por franjas que se podía aplicar a una superficie de deslizamiento cualquiera tal como se muestra en la figura N°47

En este caso ya no existe el centro del círculo por el que pasan todas las fuerzas normales a la base de las franjas y JANBU supone para resolver el problema que el punto de aplicación de las reacciones sobre las sucesivas franjas se encuentra situado en el límite del tercio inferior de la altura de cada franja.

Con esta hipótesis la fórmula que nos da el coeficiente de seguridad es:

$$F = F_0 \frac{\sum \frac{c + (p-u) \cdot \gamma \phi \cdot \Delta x}{n \alpha}}{\sum \Delta W \cdot \gamma \alpha + Q} \quad (64)$$

en la que :

35

f_0 = factor de corrección dado por los ábacos de la figura N°48

c = resistencia de cohesión en la base de la franja

P = presión ejercida, en el fondo de una franja de altura media h_m , por el material de peso específico

$$\gamma \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \right) \quad \text{que vale}$$

$$P = h_m (m) \cdot \gamma \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \right) = h_m \cdot \gamma \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$$

u = presión intersticial en el fondo de una rebanada que está saturada de agua $k \cdot h_m$ ($0 < k < 1$) que vale

$$u = k \cdot h_m (m) \cdot \gamma_w \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \right) = k \cdot h_m \cdot \gamma_w \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$$

como $\gamma_w = 9,81 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ resulta

$$u = k \cdot h_m \cdot 9,81 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$$

ϕ = ángulo de rozamiento interno del material

Δx = anchura de cada franja (m)

$$n\alpha = \cos^2 \alpha \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F} \right)$$

puede estimarse a partir del ábaco de la figura N°48

36

α = pendiente en la parte inferior de la franja

F = coeficiente de seguridad

ΔW = peso de cada franja, que vale

$$\Delta W = \Delta x (m) \cdot h_m (m) \cdot \Delta m \cdot \gamma \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \right) = \Delta x \cdot h_m \cdot \delta (KN)$$

Q = empuje horizontal en una grieta de tracción (KN)

La figura N°49 aclara todavía más el significado de estos parámetros y el ejemplo de la figura N°50 ilustra una aplicación manual del método.

5.- CONTROL DE TALUDES

Una vez que el talud ha sido analizado y se encuentra que su coeficiente de seguridad no garantiza una seguridad total, ante cualquier evento, es necesario recurrir a controlar la evolución de la estabilidad de la escombrera. Cualquier sistema de control de taludes debe concebirse en base a la realización de medidas de deformación y del nivel feático.

5.1.- Medidas de deformación

El objeto de controlar las medidas de deformación radica en que todo proceso de inestabilidad se ve precedido de una aceleración positiva en las deformaciones medidas en función del tiempo

El ejemplo más gráfico de la utilidad de --

Las medidas de deformación es la experiencia de KENNEDY en Chuquicamata. La figura N°11 muestra el talud Este de la mina que sufrió una rotura espectacular el 18 de Febrero de 1968. Este talud puede calificarse de circular. El talud estaba formado en granodiorita porfídica, tenía una altura de 248 metros y una inclinación media de 43°.

En Agosto de 1966 se observaron las primeras grietas de tracción en este talud y se implantó un sistema simple de control que permitió establecer que los movimientos eran estacionarios y muy pequeños. El 20 de diciembre de 1967 un terremoto de magnitud 5 en la escala de Richter parece que fue responsable de la activación del talud. En Junio de 1968 se hizo evidente que el talud era inestable y se instalaron nuevos instrumentos de medida; aunque muy simples. Para estabilizar el talud a partir de Agosto de 1968 se retiraron de la cresta unos 4,5 millones de toneladas de material. No es posible actuar sobre el agua pues la mina está en zona desértica.

A finales de 1968 la rotura se consideraba próxima y se decidió realizar una nueva carretera de evacuación y nuevos apiles de mineral para la planta de tratamiento.

El trece de enero de 1969 se hizo una previsión del día de la rotura con los datos de la figura 53 estimándose que esta se produciría el 18 de Febrero de 1968. La rotura, Fig. N°54, se produjo a las 6 h. 58 de ese mismo día y desplazó 12 millones de toneladas.

Lo más importante no es el haber predicho exactamente la rotura sino el hecho de que la pro-

ducción solo estuvo parada 65 horas y la planta de tratamiento no sufrió interrupción alguna alimentándose con las nuevas pilas realizadas.

La utilidad de las medidas de deformación radica precisamente en el hecho de poder predecir las inestabilidades y consecuentemente se puedan tomar las medidas oportunas para evitar los graves inconvenientes que acarrearían las inestabilidades.

Para realizar las medidas de deformaciones se puede recurrir a medidas topográficas y utilización de extensómetros e inclinómetros.

5.1.1.- Medidas topográficas

Los sistemas topográficos convencionales utilizan puntos de referencia fijados en el talud de forma permanente, midiendo periódicamente sus coordenadas con aparatos topográficos de alta precisión. La nivelación de la componente vertical de movimiento y la triangulación de las componentes del movimiento según las direcciones. La nivelación es un sistema rápido pero solo suficiente si la dirección de la rotura se conoce de antemano. La triangulación es suficiente pero requiere personal muy adiestrado y resulta una operación lenta.

Actualmente se utilizan aparatos electrónicos para medir distancias, que funcionan por reflexión de un haz de rayos laser o infrarojos que se refleja en el punto a medir y retrocede al aparato don-

5.1.2.- Extensómetros e inclinómetros

39

de automáticamente se calcula la distancia requerida.

Si la zona que se estudia es pequeña y la mano de obra no es excesiva puede emplearse un topógrafo que pase un solo reflector de punto a punto. Cuando esto no es viable se dejan los reflectores fijos y no hace falta acceder a ellos aunque el coste de los reflectores es importante.

En la figura N°55 se muestra la precisión que puede esperarse de los procedimientos habituales. La trilateración, que es la medida de distancia al punto de referencia desde tres estaciones conocidas, es el más preciso pero es muy lento y prácticamente impracticable en muchos casos.

La fotogrametría estereoscópica consiste, Fig. N°56, en obtener una fotografía estereoscópica mediante dos fotografías que se superponen; da buenos resultados pero exige personal experto para analizar los pares fotográficos en el estereocomparador y efectuar los cálculos necesarios. Con esta técnica puede alcanzarse una precisión de 1,2 pulgadas sobre 5.000 pies.

Un sistema simple pero que muchas veces da una información apreciable consiste en observar fotografías tomadas del mismo tiempo en días sucesivos. Esto solo nos dará una orientación cualitativa pero puede servirnos de apoyo para establecer otras medidas más precisas.

Cuando se desea conocer el movimiento en el interior de una masa de terreno es necesario utilizar aparatos colocados en el interior de sondeos como son los extensómetros y los inclinómetros. Los extensómetros son aparatos para medir la variación de la distancia entre dos puntos de referencia. Pueden colocarse sobre la superficie en el interior de un barrenado de la forma esquematizada en la figura N°57. En cualquier caso se aprecian sin dificultad 0,1 mm que es una precisión más que suficiente para un sistema de control de estabilidad en talud.

Estos aparatos son caros y exigen una cierta especialización en la realización e interpretación de las medidas; por ello su uso no puede ser masivo y, normalmente, deben colocarse cuando se han determinado las superficies potenciales de deslizamiento.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (1979) ha normalizado el empleo de extensómetros en el interior de taladros.

El inclinómetro es un aparato para medir las deformaciones transversales en un sondeo lo cual nos puede servir para detectar la velocidad de movimientos en superficie de rotura profunda.

El inclinómetro típico suele medir las deformaciones por medio de un transformador diferencial lineal y para ello el inclinó

metro se desliza sobre un tubo guía de aluminio o plástico. Los modelos más modernos figura N°58, poseen un rango de medida de $\pm 25^\circ$ y una precisión del orden de 0,5 mm. Para colocar el inclinómetro es preciso montar una cabria tal como se muestra en la fotografía N°59.

5.2.- Medidas de la presión de agua

La presión de agua es el principal factor de inestabilidad en los taludes por ello resulta totalmente imprescindible controlarla a lo largo de la vida de un talud si se quiere garantizar un coeficiente de seguridad adecuado.

Para controlar la posición del nivel freático pueden utilizarse simples taladros abiertos si el medio en el que se mide tiene una permeabilidad superior a $10^{-4} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. En este caso el nivel del agua puede detectarse con una sonda eléctrica como la esquematizada en la figura N°60.

En terrenos con permeabilidad más baja estos aparatos no tienen sensibilidad ya que el tiempo de recarga es excesivamente elevado.

Los piezómetros de tubo como el indicado en la figura N°61 pueden ser utilizados en terrenos con permeabilidad comprendida entre 10^{-4} y $10^{-6} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ pudiéndose colocar dos o más piezómetros en cada taladro.

Si la permeabilidad es inferior a $10^{-6} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ es preciso emplear piezómetros mucho más precisos --

como el indicado en la figura N°62 que mide a través de un circuito cerrado de aire comprimido.

Hay que tener presente que el nivel freático está fuertemente estacionalizado razón por la cual los piezómetros que se coloquen deben vigilarse durante periodos de tiempo lo más amplios posible.

6.- CONCLUSIONES

La estabilidad de los taludes en roca y escombros está regida por las discontinuidades existentes. La única fuerza que, de modo natural, se opone a los deslizamientos es la generada por la resistencia al corte de las discontinuidades.

El agua tiene un efecto muy negativo sobre la estabilidad pues reduce drásticamente la resistencia al corte de las discontinuidades.

Los análisis de estabilidad se realizan aplicando la teoría del equilibrio límite y los modelos más usuales de rotura son: rotura plana, en cuña y circular.

El control de los taludes permite hacer precisiones acerca de su inestabilidad potencial y debe realizarse midiendo las deformaciones del talud y el nivel freático.

7.- BIBLIOGRAFIA

43

- GUPTA, H. K.; RASTOGI, B.K.
Dams and Earthquakes
Elsevier 1977
- HOEK, E.; BRAY, J.W.
Rock Slope Engineering
Institution of Mining and Metallurgy. Londres 1977
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS
COMMISSION ON STANDARDIZATION OF LABORATORY AND FIELD TEST
Suggested Methods for monitoring rock movements using
borehole extensometer
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS
COMMISSION ON STANDARDIZATION OF LABORATORY AND FIELD TEST
Suggested Methods for the Quantitative Description of
Discontinuities in Rock Masses
Committee on Field Test, Document N°4, Oct. 1977
- Sherard; Woodward; Giezierski y Cleverger
Earth and Earth - Rock Dams
Mohn Wiley, 1963.

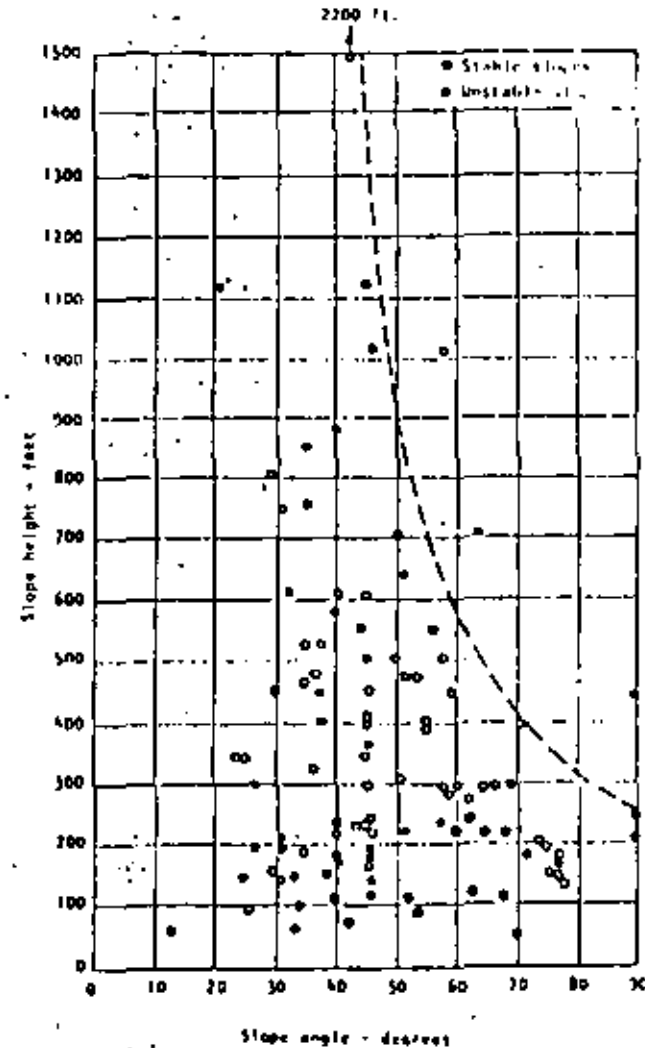


Fig. N°5 Relación entre la pendiente y la altura de un talud.

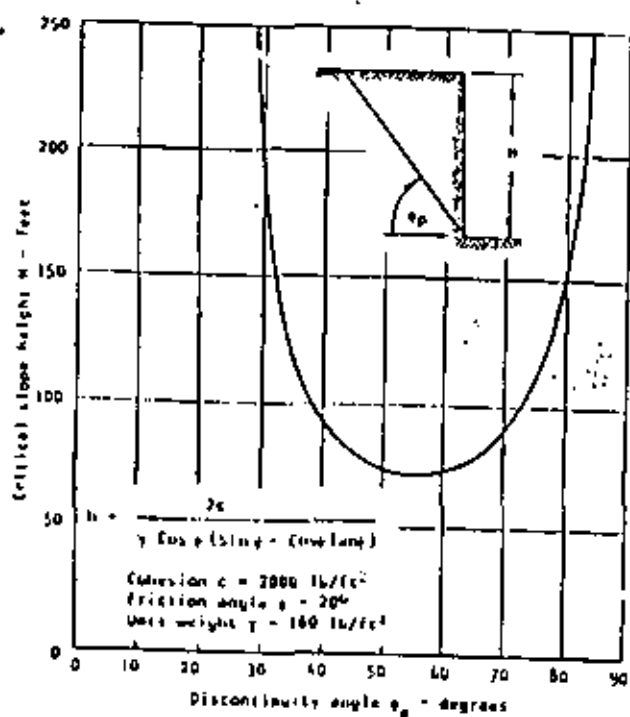


Fig. N°6 Influencia de una discontinuidad sobre la altura de un talud.

- CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS SUPERFICIES EN CONTACTO.
- NATURALEZA DEL CONTACTO ROCOSO Y SU GRADO DE ALTERACIÓN.
- ESPESOR Y NATURALEZA DEL MATERIAL DE RELLENO.
- NIVEL DE TENSION NORMAL EN EL MOMENTO DEL CORTE.
- NIVEL PREEXISTENTE DE TENSIONES NORMALES.
- PRESENCIA Y GRADO DE SATURACION DE AGUA EN EL RELLENO.
- VELOCIDAD DE CORTE
- AMPLITUD DEL DESPLAZAMIENTO TANGENCIAL.
- ORIENTACION DEL CORTE.

FIG. 10.- PARAMETROS INFLUYENTES EN LA RESISTENCIA AL CORTE

DE UNA DISCONTINUIDAD.

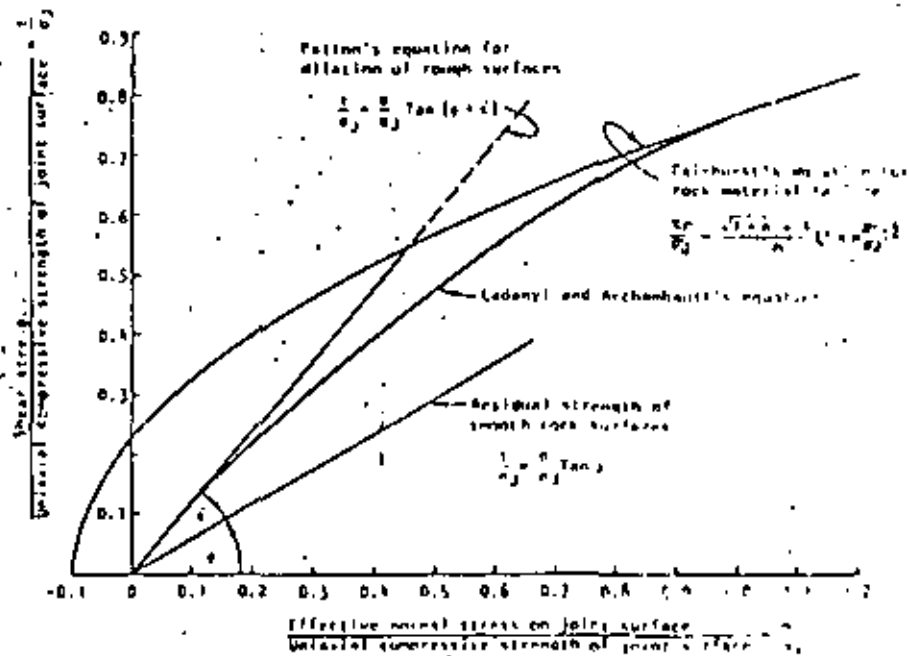


Fig. N°11 Ecuación de Ladanyi y Archambault.

	DESCRIPCION	IDENTIFICACION EN EL CAMPO	
S1	Arcilla muy blanda	Facilmente penetrable con el puño.	< 0,025
S2	Arcilla blanda	Facilmente penetrable con el dedo pulgar.	0,025 - 0,10
S3	Arcilla fuerte	Penetrable con el dedo -- pulgar mediante esfuerzo	0,05 - 0,10
S4	Arcilla rígida	Puede ser penetrada con el pulgar mediante un gran esfuerzo.	0,10 - 0,25
S5	Arcilla muy rígida	Rayable con la uña.	0,25 - 0,50
S6	Arcilla muy dura	Dificilmente rayable con la uña.	> 0,50
R0	Roca extremadamente blanda.	Rayable con la uña.	0,25 - 1,0
R1	Roca muy blanda	Se desmorona con la punta del martillo de geólogo	1,0 - 5,0
R2	Roca blanda	Penetrable con la navaja	5,0 - 25
R3	Roca medianamente fuerte	No penetrable con la navaja pero se rompe con un solo martillo.	25 - 50
R4	Roca fuerte	Se rompe con varios martillazos.	50 - 100
R5	Roca muy fuerte	Se rompe con muchos martillazos.	100 - 250
R6	Roca extremadamente fuerte.	No se puede romper a martillazos	> 250

FIG. 12 - DETERMINACION EMPIRICA DE LA RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE DE LOS LABIOS DE UNA JUNTA.

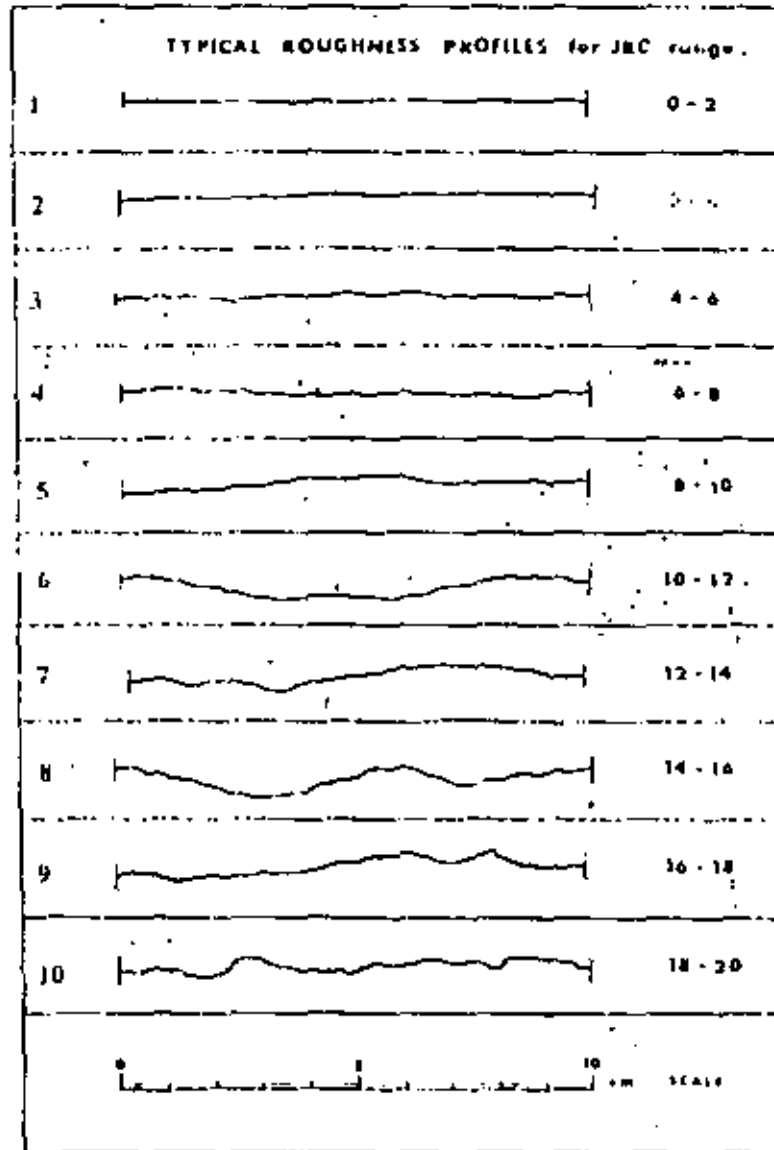


Fig. N°13 Estimación de JRC

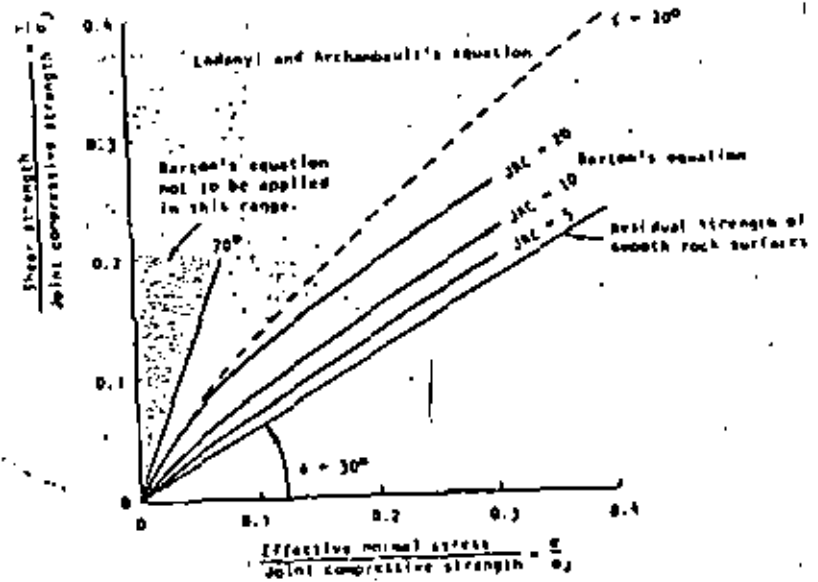
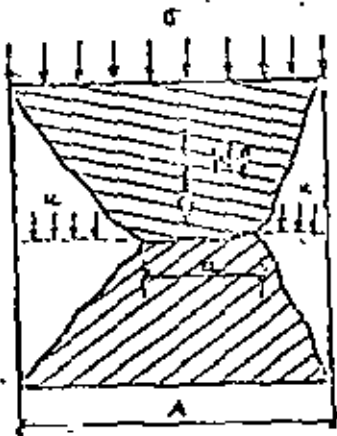


Fig. N°14 Ecuación de Barton - Choubey



$$GA = N_c + u(A-a)$$

$$G = \frac{N_c}{A} + u \left(\frac{A-a}{A} \right)$$

$$G^1 = \frac{N_c}{A}$$

$$S^1 = \frac{a}{A} \rightarrow 0$$

$$G = G^1 + u \quad \text{TERZAGHI}$$

Fig. N° 15 Ley de tensiones efectivas

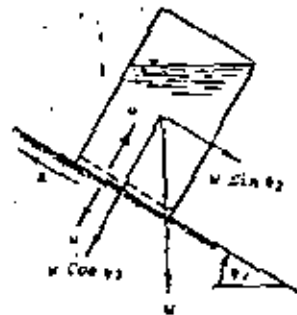
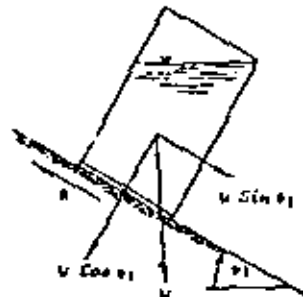


Fig. N°16 Influencia del agua en el equilibrio de una lata de cerveza.

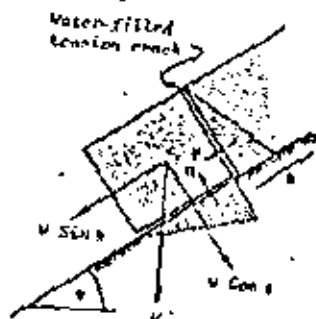


Fig. N°17 Influencia del agua en el equilibrio de un bloque de roca



Fig. 22 Tipos de rotura

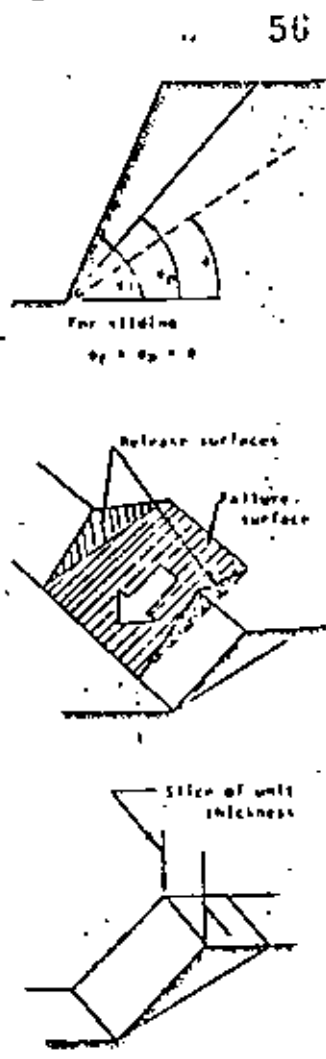
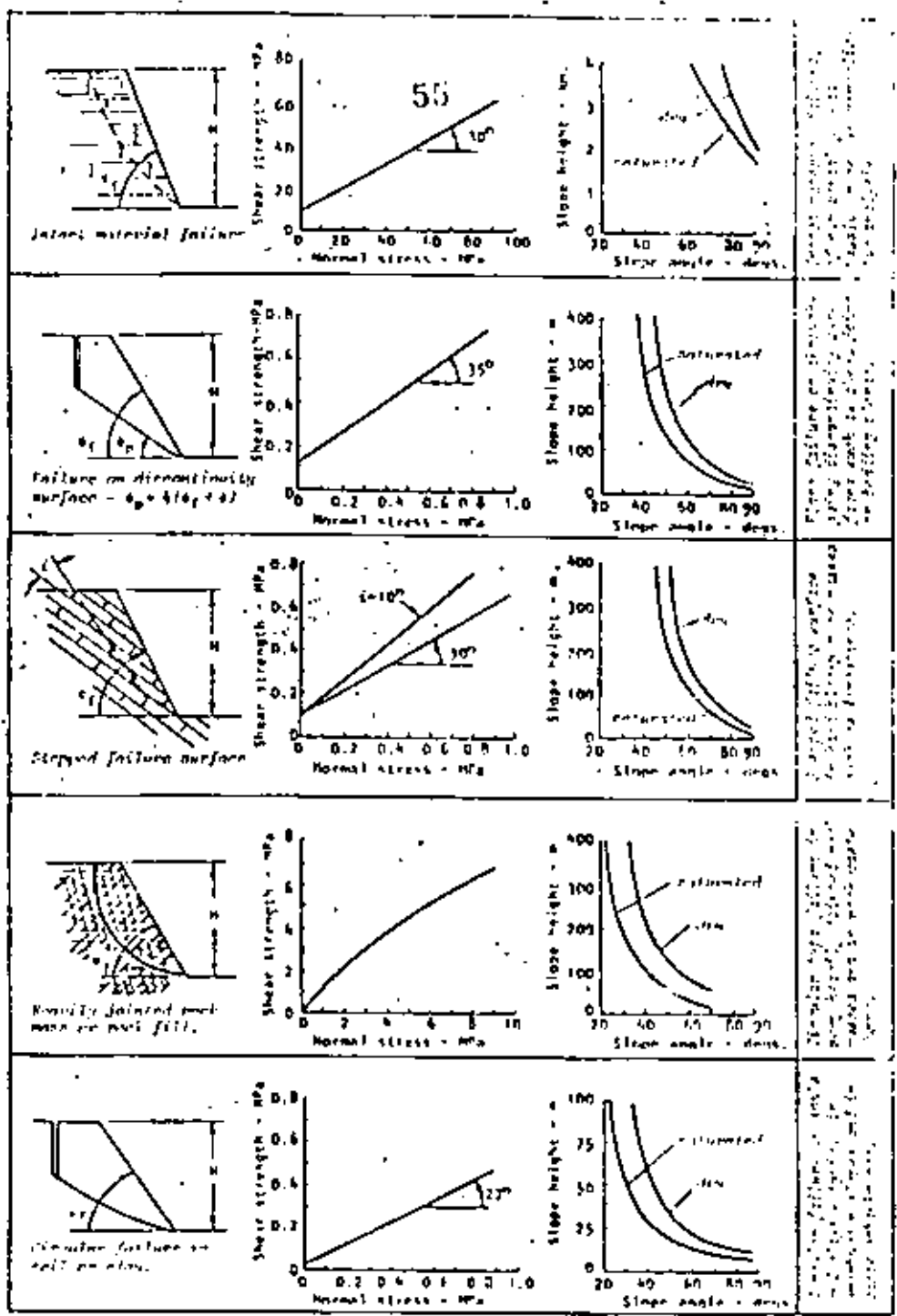
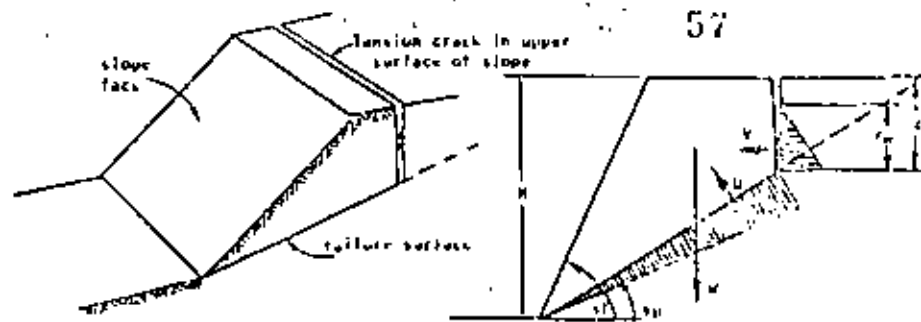
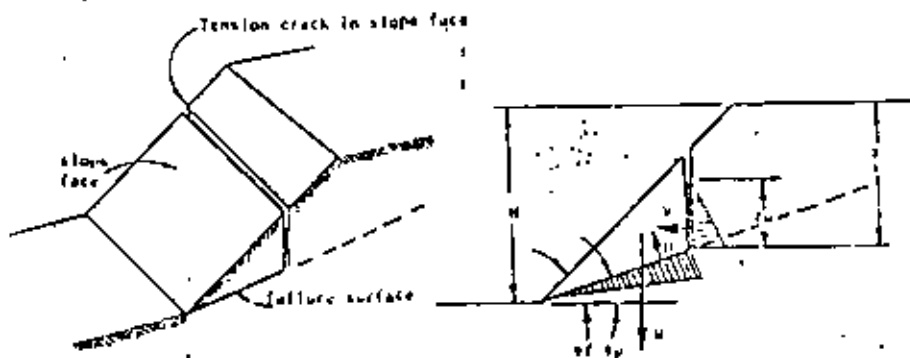


Fig. N°25 Rotura plana

Fig. N°23 Características de los tipos de rotura



A. Grieta de tracción en la cresta del talud



B. Grieta de tracción en la cara del talud

Fig. N°29 Modelización de la rotura plana

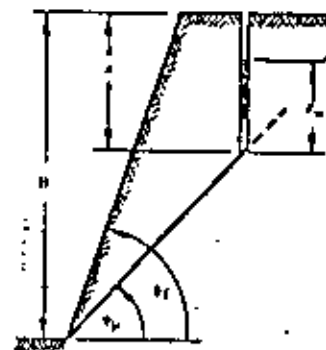
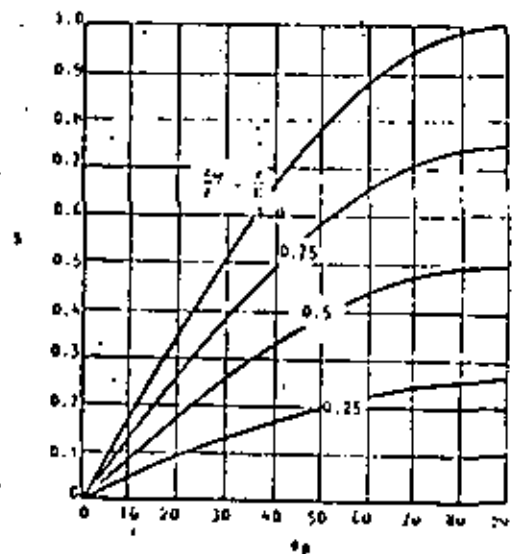
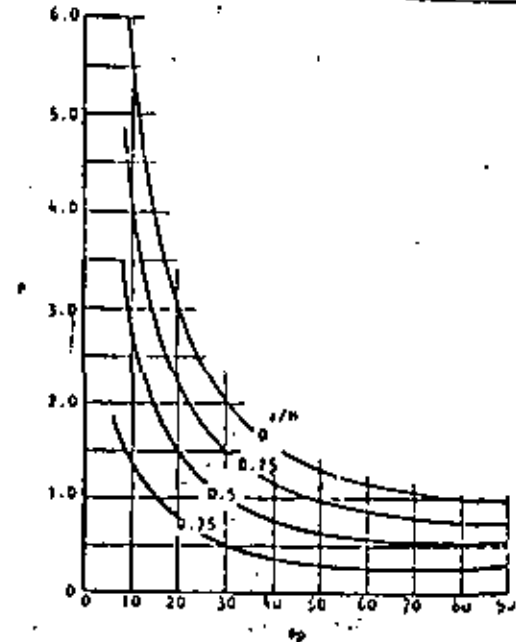
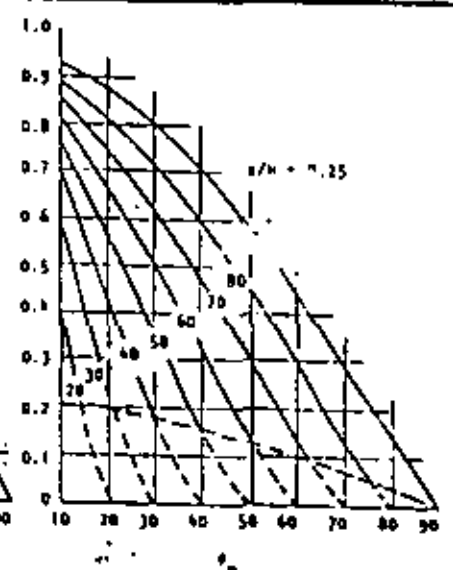
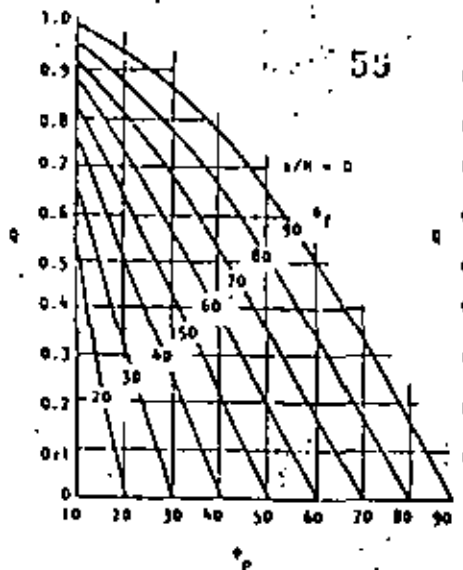
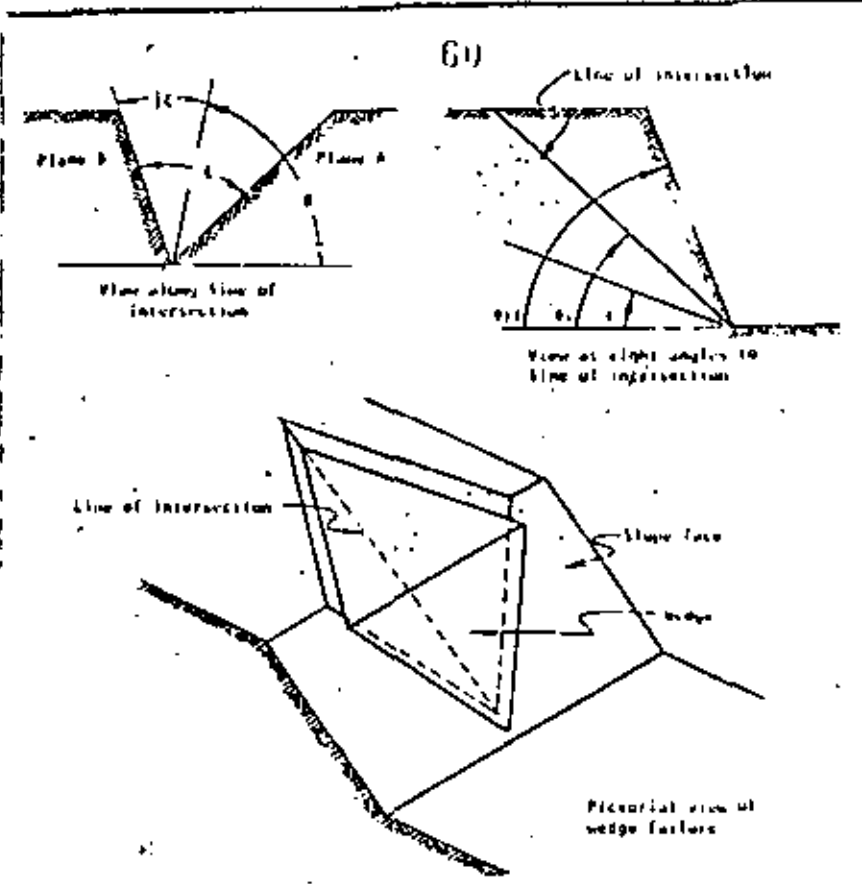
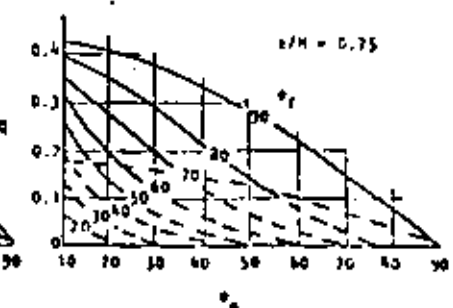
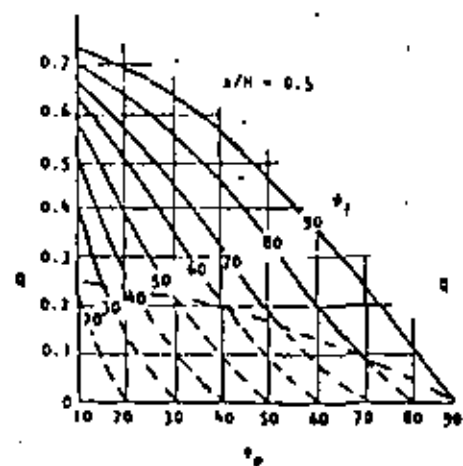


Fig. N°30 Abaco para determinar P y S en el análisis rápido de la rotura





Note:
Dashed lines refer to tension cracks
in slope face.



Note: The convention adopted in this analysis is that the plane with the steepest of the two dips is always referred to as Plane A.

Fig. N°11 Modelización de la rotura en cuña

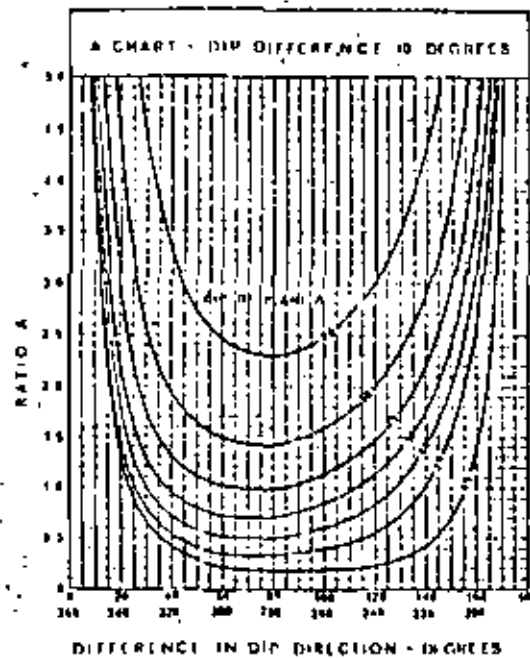
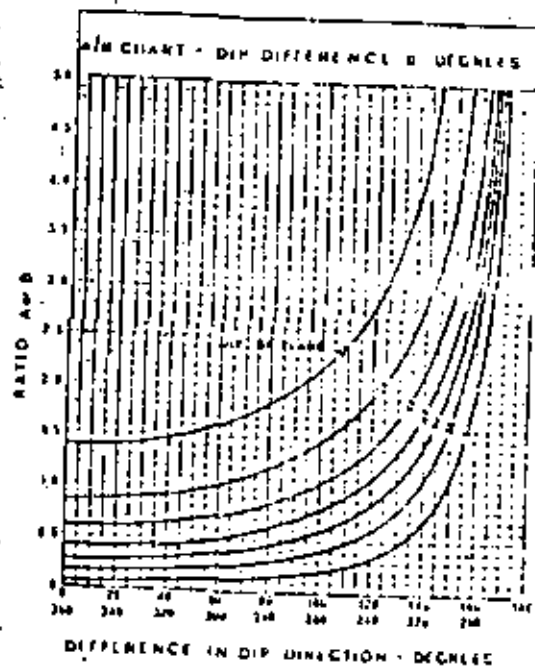
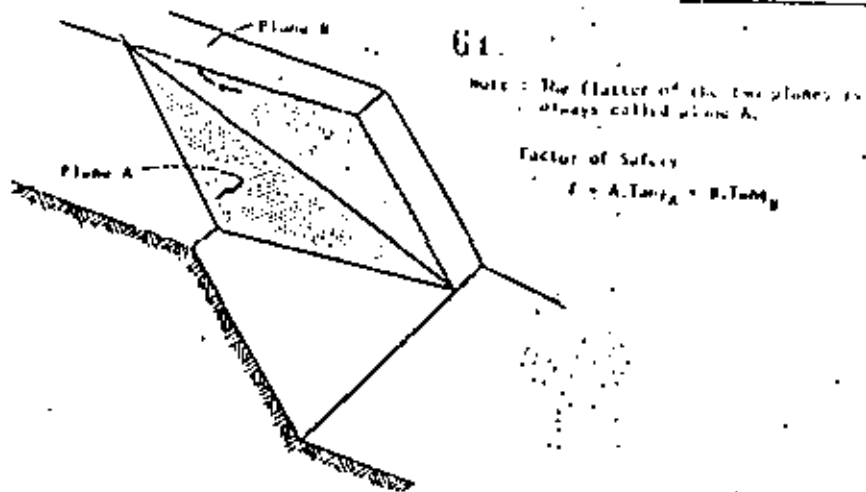


Fig. N°34 Análisis rápido de cuñas
Abaco para planos de igual inclinación

Fig. N°35 Análisis rápido de cuñas
Abaco para diferencia de inclinación de 10 grados

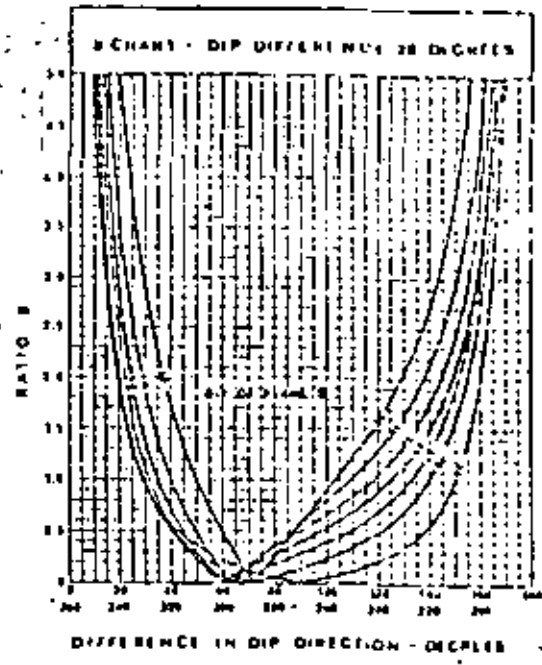
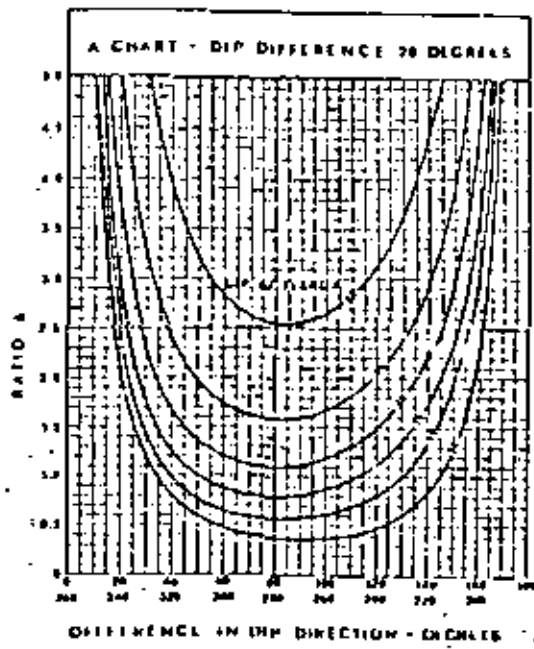
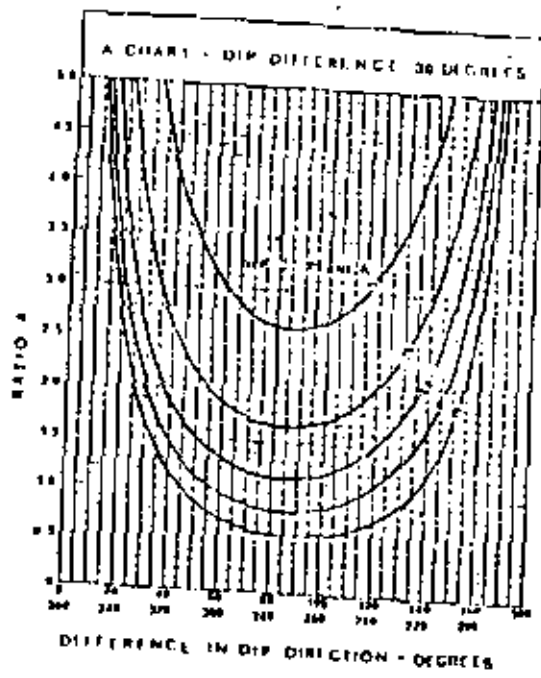


Fig. N°36 Análisis rápido de cuñas
Abaco para diferencia de inclinaciones de 20 grados



64

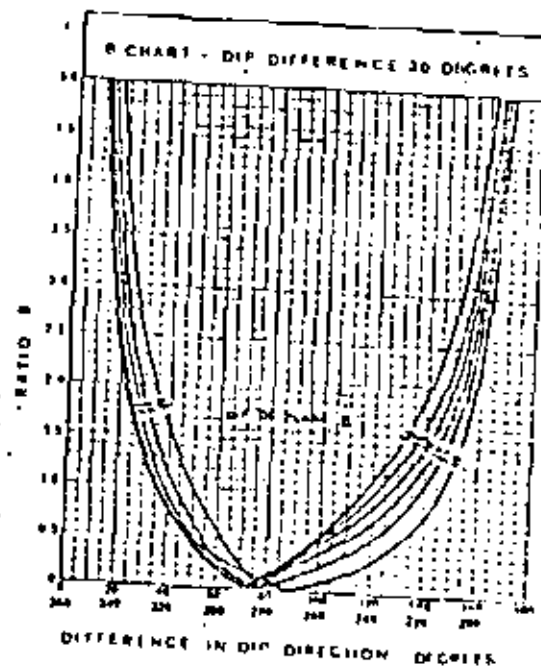
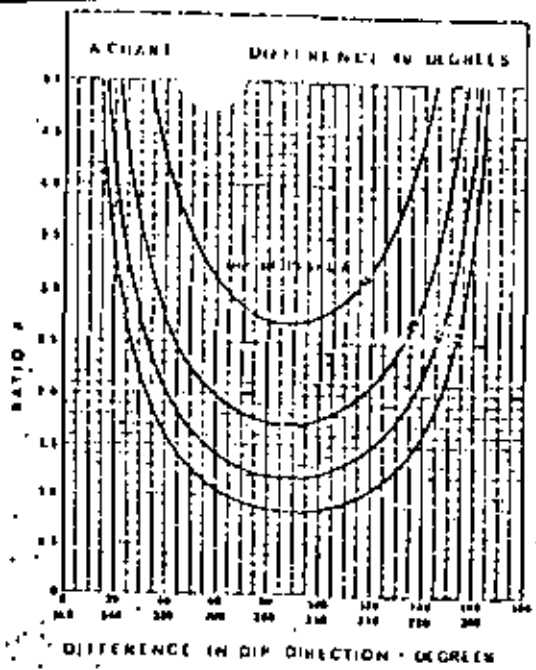
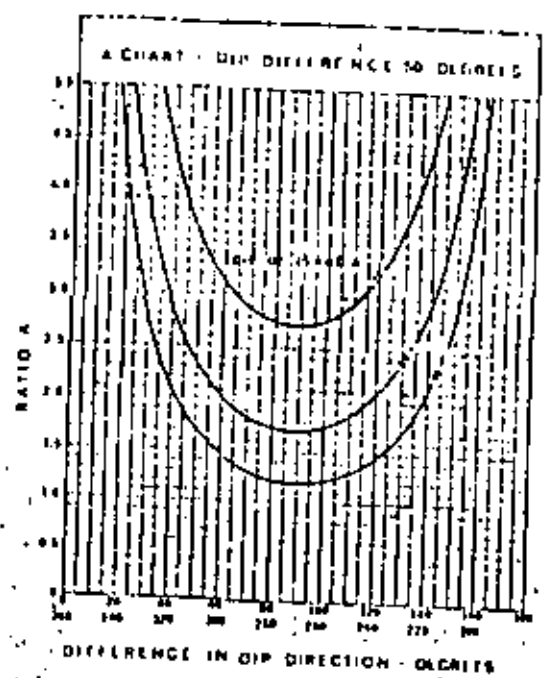


Fig. N°37 Análisis rápido de cuñas
 Abaco para diferencia de inclinaciones de 30 grados



65



66

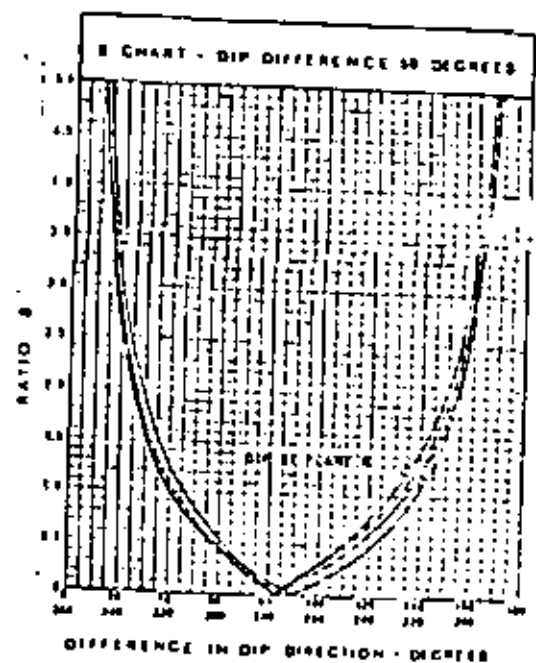
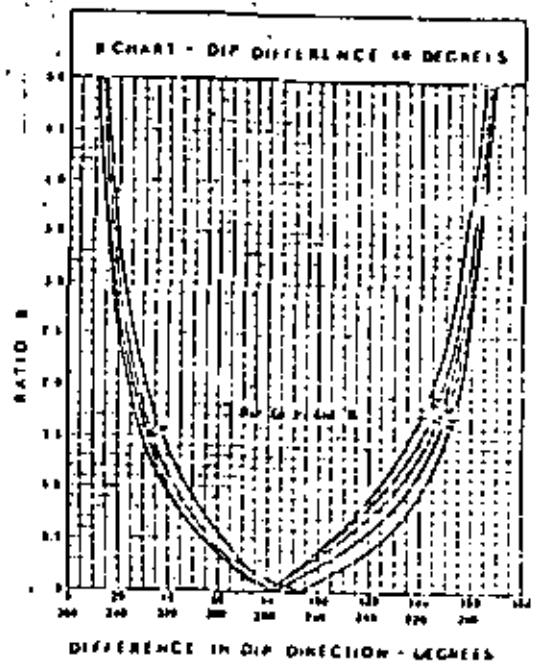


Fig. N°38 Análisis rápido de cuñas
Abaco para diferencia de inclinaciones de 40 grados.

Fig. N°39 Análisis rápido de cuñas
Abaco para diferencia de inclinaciones de 50 grados.

67

68

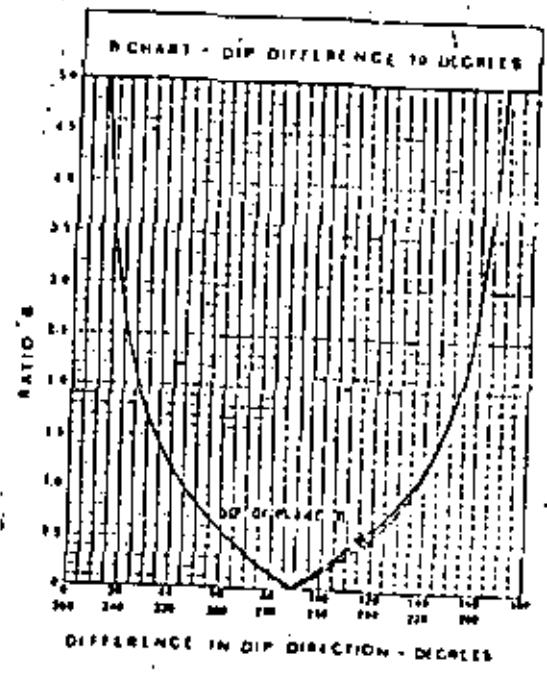
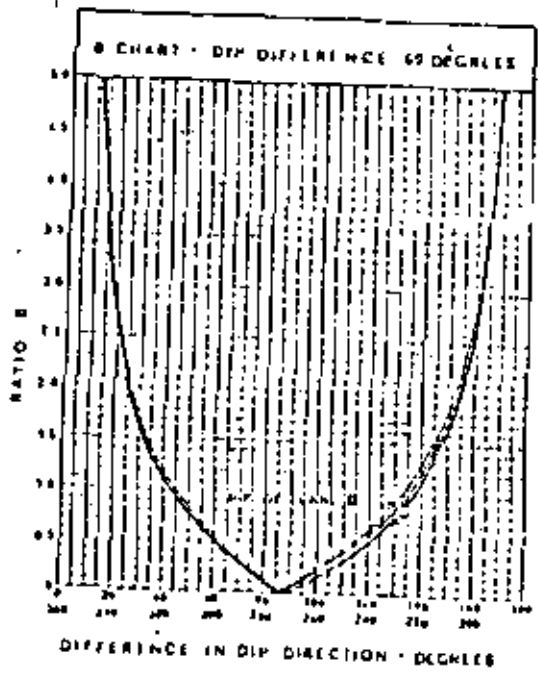
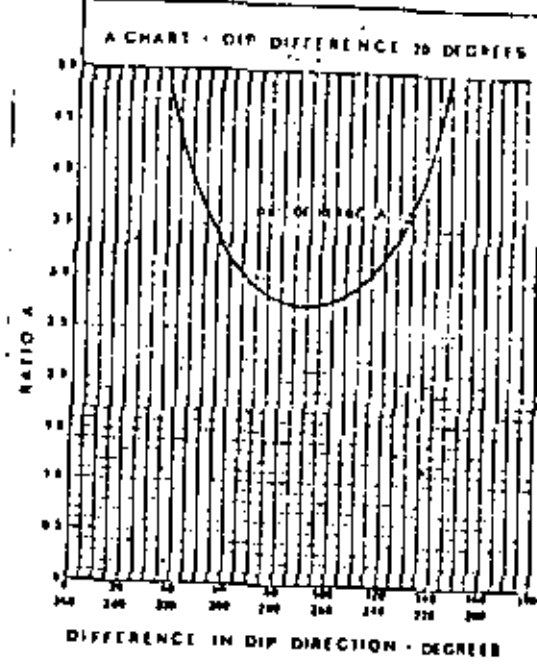
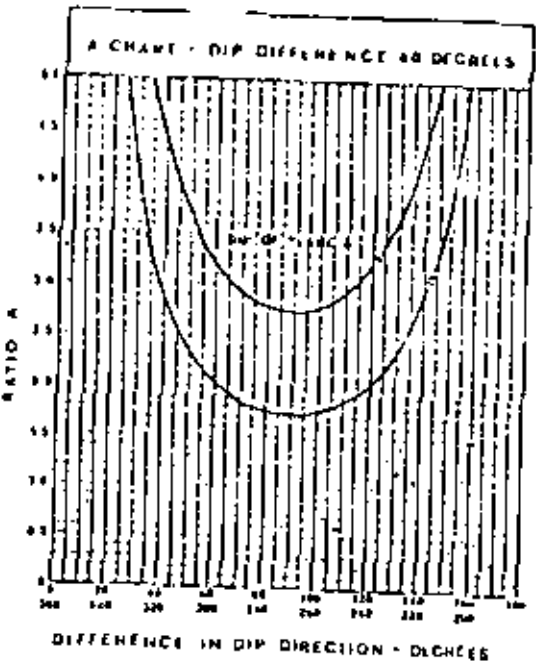


Fig. N°40 Análisis rápido de cuñas
Abaco para diferencia de inclinaciones de 60 grados

Fig. N°41 Análisis rápido de cuñas
Abaco para diferencia de inclinaciones de 10 grados

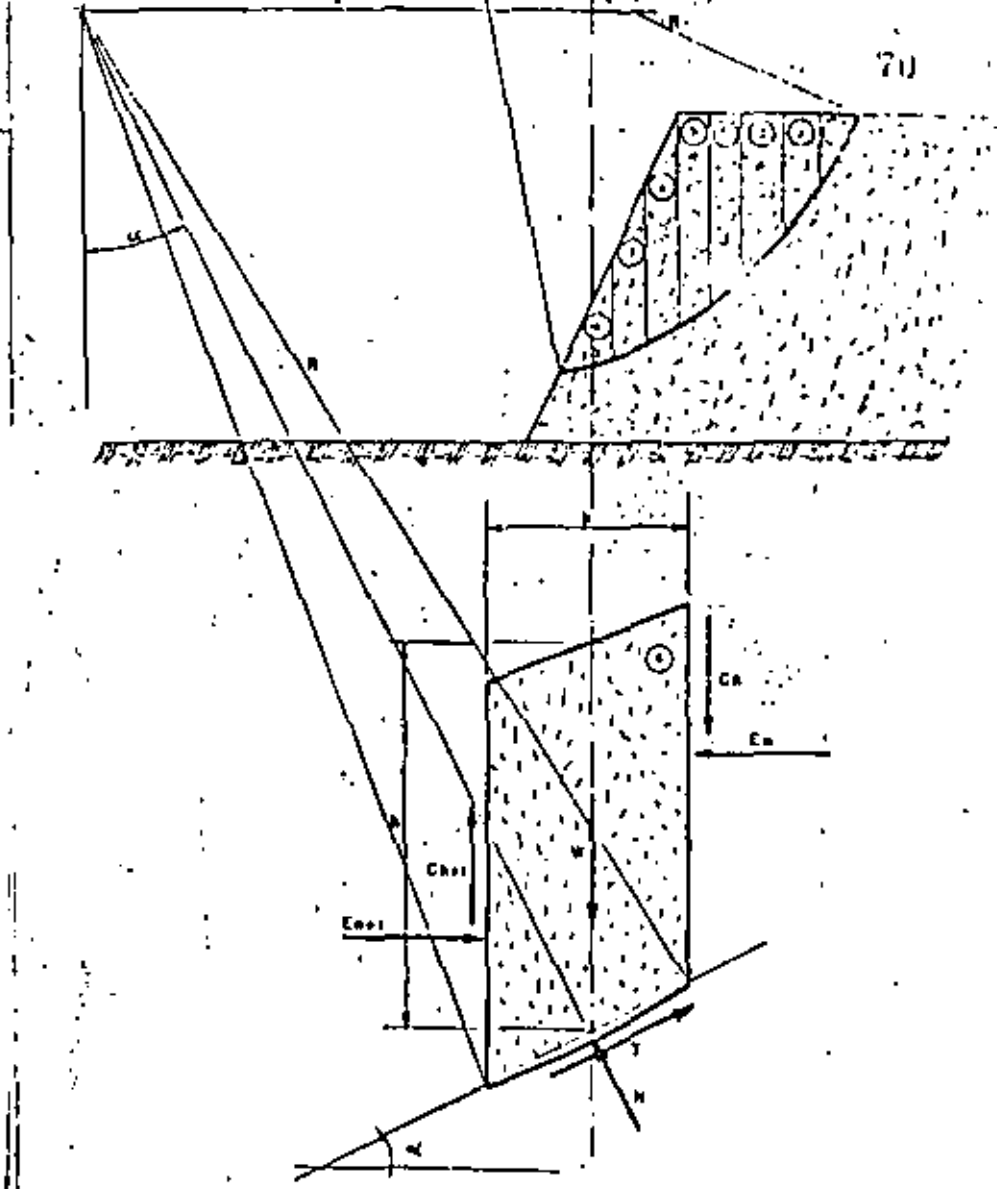
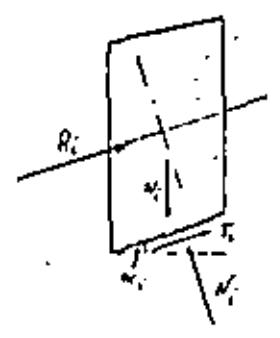
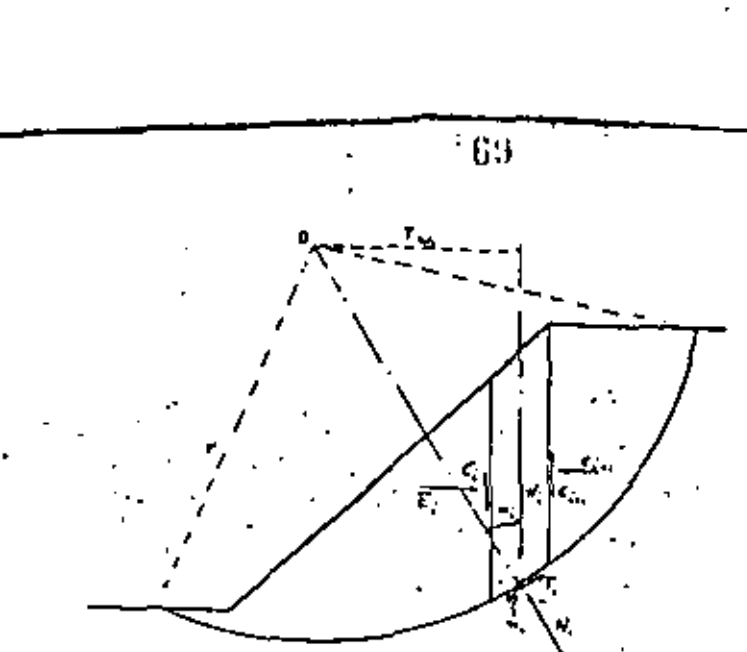


Fig. no. 45 Análisis circular de Fellenius. May.

Fig. 46 - ANÁLISIS DE LA ROTURA CIRCULAR SEGUN BISHOP

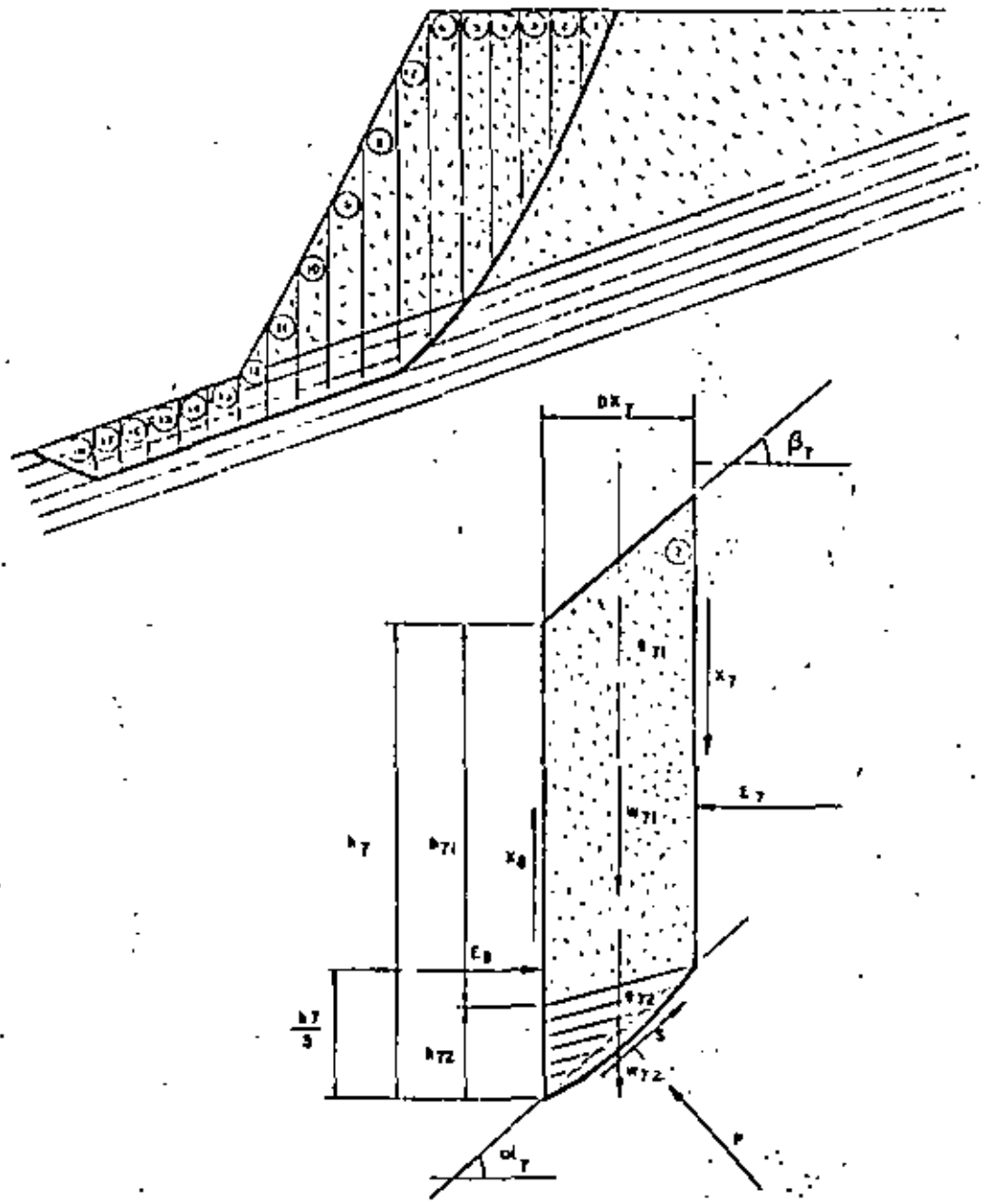


Fig. 47 - ANALISIS DE JANBU

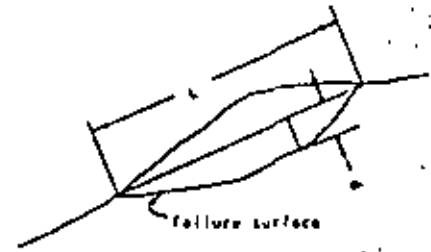
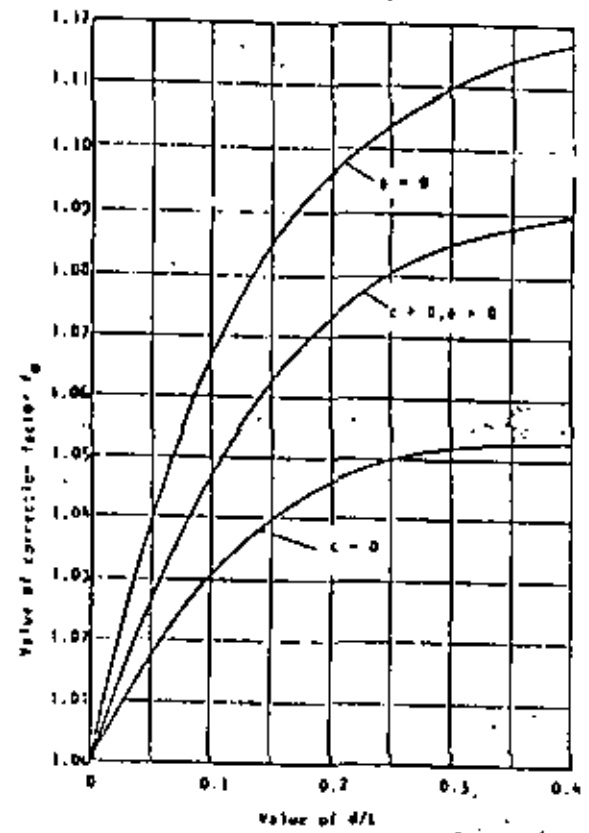
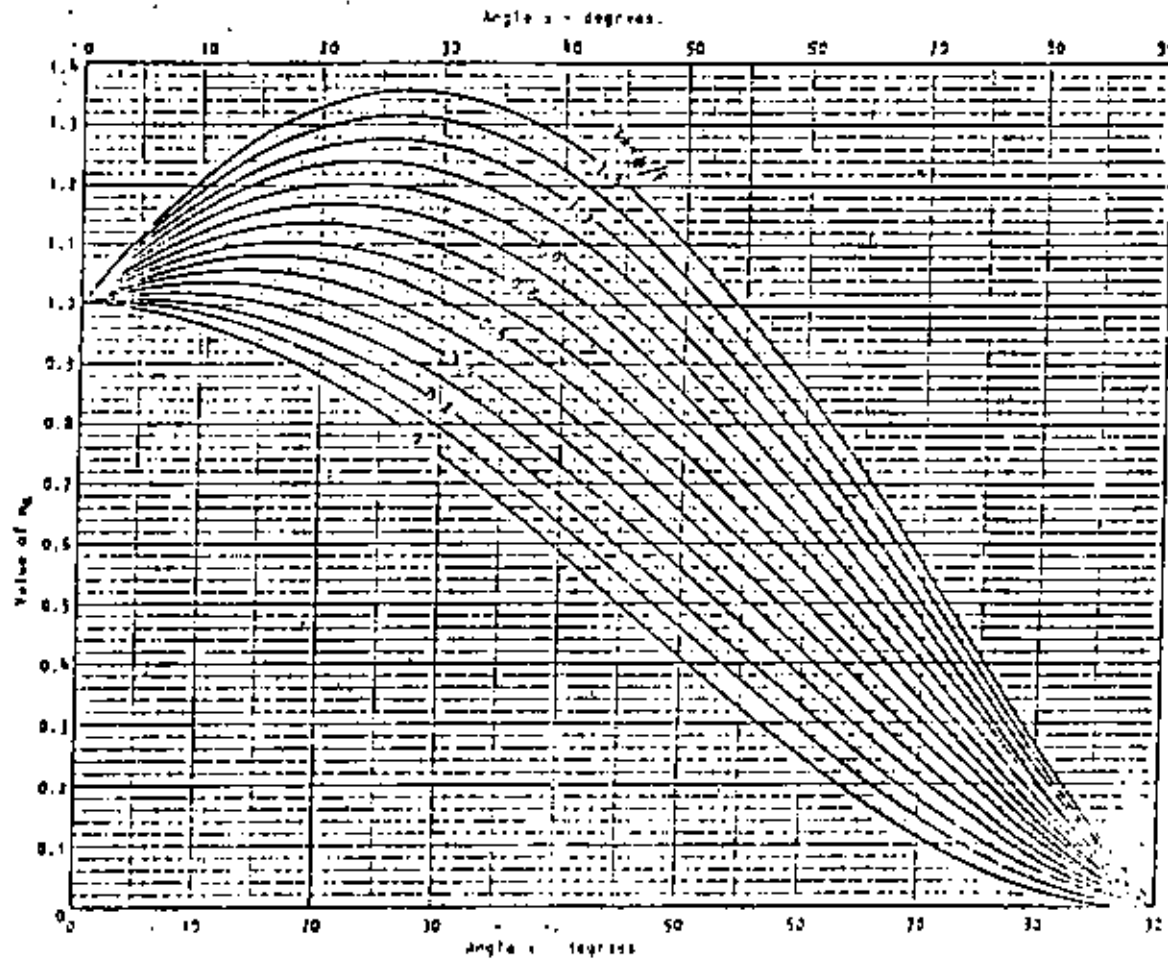


Fig. no. 48 Factor de corrección de JANBU.



75

Fig. no. 50 (1) Abaco para determinar n_0 (positivo).

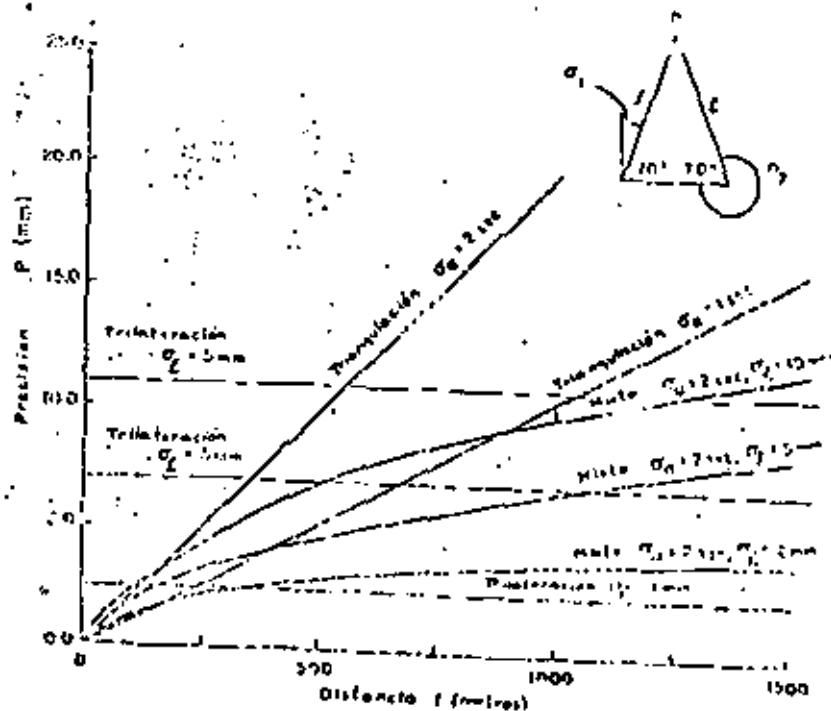
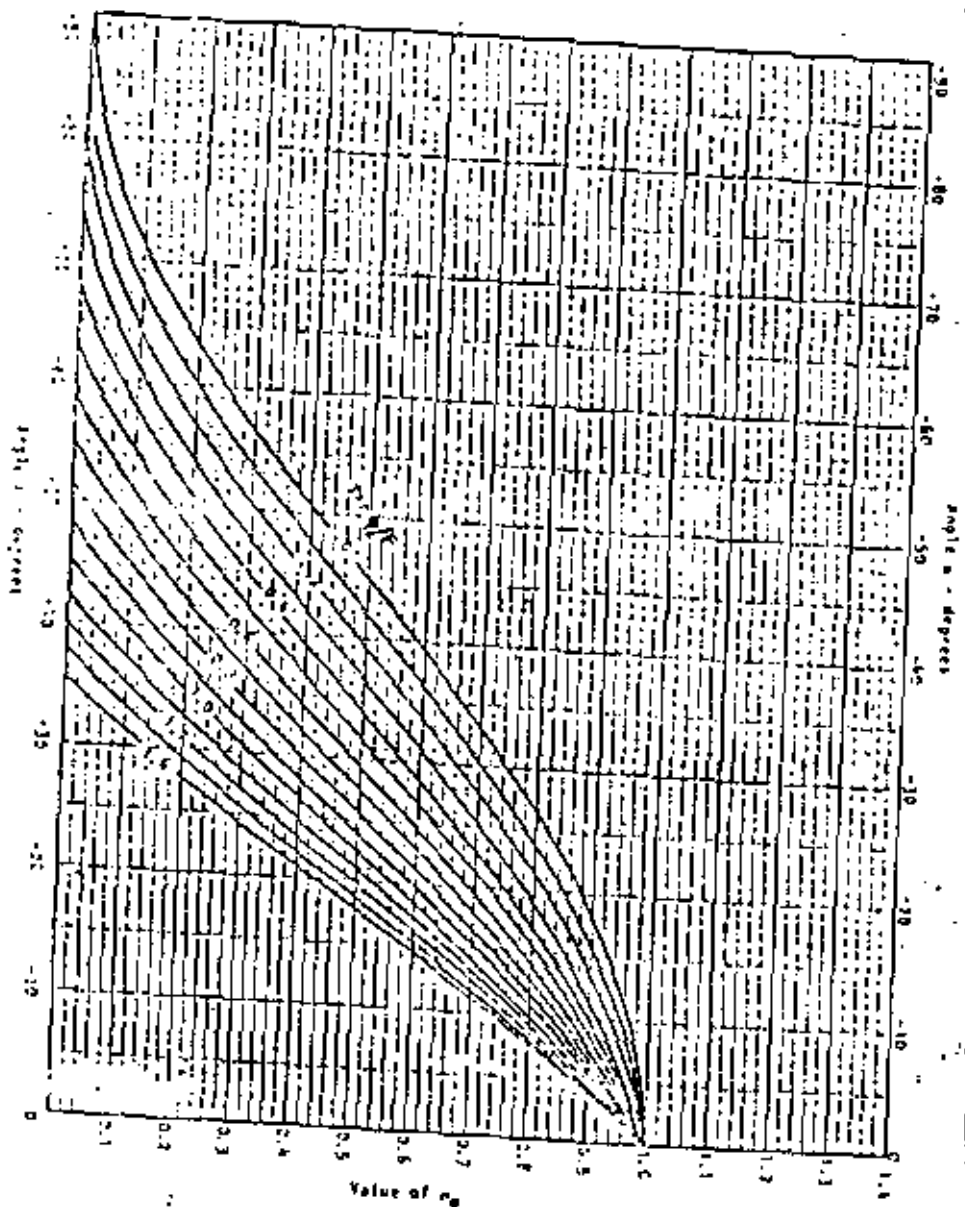


Fig. 55 PRECISION EN LA LOCALIZACION DE P POR TRIANGULACION; TRIANGULACION Y TRIANGULACION (σ₀ = ERROR ANGULAR DE OBSERVACION, σ₁ = ERROR LONGITUDINAL DE OBSERVACION (SEGUN ASIRCHAZI)).

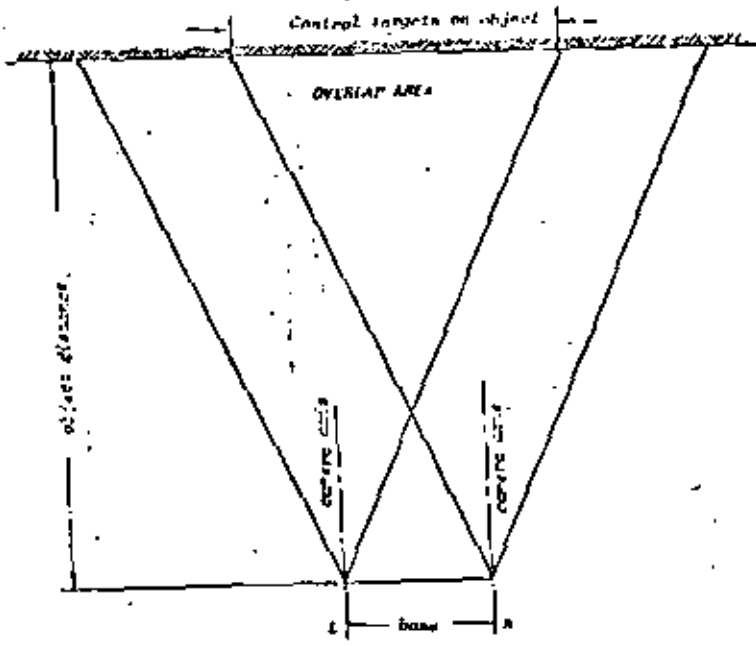


Fig. no. 56 Obtención de un par estereográfico.

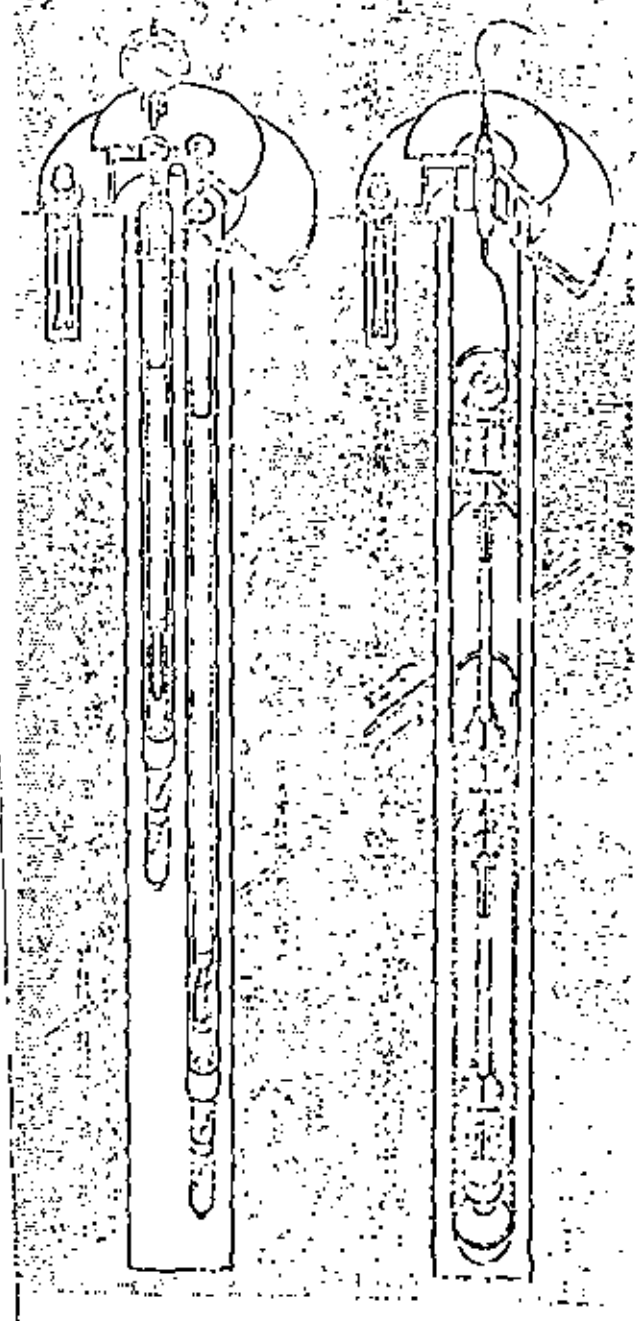
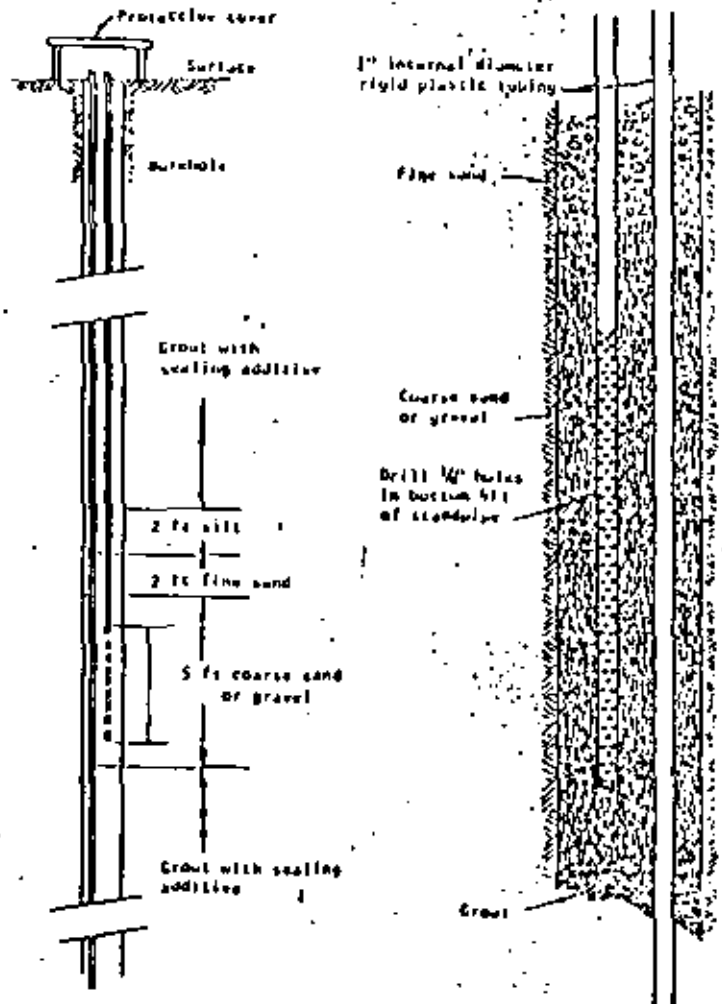


Fig. no. 57 Medidas de deformaciones axiales y transversales.

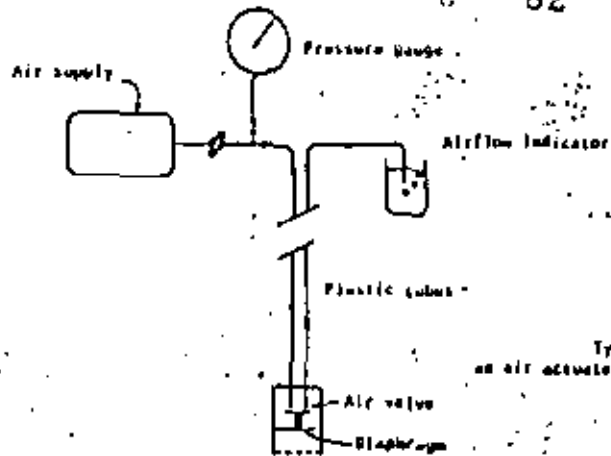


Fig. no. 60 Detector elemental del nivel de agua.

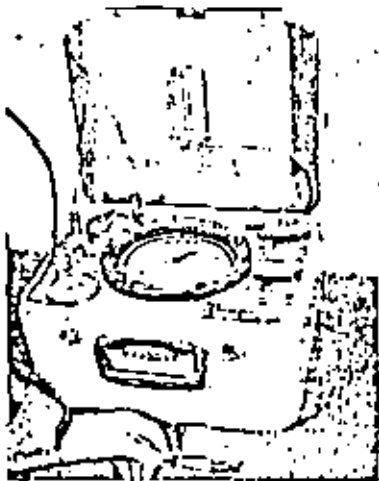


Note: The two sealing layers of fine sand and silt above the piezometer section can be replaced by bentonite pellets which form a gel in contact with water and form an effective seal. Polished bentonite is available commercially as "Polonite" from Kvaerner Ltd., Toronto, Ontario, Canada.

Fig. no. 61 Piezómetro abierto.



Typical circuit for
an air actuated piezometer.



Model F-100 Pneumatic Piezometer and
Model G-107 read-out unit manufactured by Inco
Instrument Company Inc., Seattle.
Piezometer measures 1/4 x 1 1/2" (12mm x 62mm).

TECNOLOGIA DEL BULONAJE

B. Celeda Tamames
Doctor Ingeniero de Minas

- 1.- Introducción
- 2.- Bulones de anclaje puntual
 - 2.1. Bulones de madera
 - 2.2. Bulones de cuña
 - 2.3. Bulones de expansión
- 3.- Bulones de anclaje repartido
 - 3.1. Bulones anclados con resina
 - 3.1.1. Bulones de acero
 - 3.1.2. Bulones de poliestere
 - 3.2. Bulones anclados con cemento
 - 3.2.1. Método Inyecte
 - 3.2.2. Método Perfo
 - 3.2.3. Fraguado del mortero
 - 3.3. Otros tipos de bulones
 - 3.3.1. Bulones roscados
 - 3.3.2. Bulones Morley
 - 3.3.3. Tirantes anclados con resina
- 4.- Placas de base
- 5.- Bibliografía.

TECNOLOGIA DEL BULONAJE

B. Celado Tamames
 Doctor Ingeniero de Minas

1.- INTRODUCCION

Hemos definido como sostenimientos activos aquellos que realizan su misión mejorando las características resistentes de las rocas y, desde este punto de vista, el bulonaje representa el sostenimiento activo por excelencia.

En esencia el bulonaje consiste en introducir dentro de la masa rocosa una barra de un cuerpo resistente para comprimir la roca; de esto se deduce que el bulonaje trabaja fundamentalmente a tracción aunque también puede hacerlo a cortante o flexión.

Un bulón consta de tres partes perfectamente diferenciadas, figura 1.

- Elemento de anclaje
- Barra o bulón
- Placa base

Mucho se ha escrito sobre el trabajo del bulonaje: sostenimiento suspendido, zunchado de estratos, eliminación de fracturas ... pero quizás la visión más correcta estriba en que el bulonaje es un medio muy rápido e idóneo para proporcionar la presión de equilibrio que, de acuerdo con la nueva filosofía del sostenimiento, es preciso aportar para mantener una galería correctamente (1). Los bulones utilizados normalmente en minería suelen tener una longitud entre 1,6 y 2,4 m.

Vamos a ocuparnos ahora de las posibilidades tecnológicas que actualmente nos ofrecen los elementos de bulonaje.

2.- BULONES DE ANCLAJE PUNTUAL

En este tipo de bulones el elemento de anclaje es un sistema mecánico situado siempre en el extremo interior del bulón. Estos fueron los primeros bulones utilizados a escala industrial y su empleo data de la década de los '50. A pesar del tiempo transcurrido algunos tipos todavía resultan interesantes.

Las características comunes a estos tipos de bulones 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 pues un leve exceso disminuye fuertemente las características resistentes.
- Importancia de la placa base. - En estos tipos de bulones el anclaje es imposible sin que actúe la placa base y al colocarla es prácticamente necesario ponerla en carga mediante una llave de apriete.
- Flexibilidad. - Los bulones de anclaje puntual son muy deformables ya que el alargamiento de estos bulones lo soporta la barra del bulón y los aceros comerciales admiten alargamientos repartidos del orden del 10%. Esto hace que estos bulones sean apropiados para sostener terrenos muy deformables.

2.1. Bulones de madera

Están formados por una vara de 30 a 60 mm. de diámetro que posee dos hendiduras longitudinales en sendos planos per-

pendiculares, uno en cada extremo de la vara. Figura 2. Estos pernos se alojan en barrenos de 40-70 mm de diámetro. La madera con que se hacen estos pernos debe estar completamente seca ya que si no, al secarse se contrae y el perno pierde tensión. La curva característica de estos pernos es del tipo

$$\delta = 32,34(1,36.F^{-1})^{0,34} \quad (1)$$

donde δ es el deslizamiento en mm. y F la fuerza resistente en toneladas.

Estos pernos se colocan por percusión y la tensión inicial que se consigue está comprendida entre 0,8 y 2t. El diámetro del taladro debe ser próximo al del perno para conseguir los mejores resultados.

Estos pernos se emplean con éxito en galerías de vida inferior a un año y para consolidar frentes y ancizos de tajos, ya que estos se rompen sin dificultad por las máquinas de arranque.

2.2. Bulones de cuña

Estos bulones, figura 3, son de acero y en el extremo interior tienen una hendidura en la que penetra una cuña de semángulo en el vértice:

$$\frac{1}{7} > \alpha > \frac{1}{15} \quad (2)$$

El diámetro de estos pernos está comprendido entre 20 y 30 mm. y su curva característica está dada por

$$\delta = 6,31.F^2 \quad (3)$$

La colocación del perno se hace con un martillo picador hasta que la pica, sin punta clara, rebote en el perno. Aunque estos pernos se utilizaron profusamente hasta 1960, han pasado completamente a la historia debido a:

- Su colocación admite una difícil mecanización al necesitar una percusión.
- La longitud del barrenado debe ser estricta ya que al hacerse el anclaje por reacción de los golpes contra el fondo, si la longitud es excesiva el anclaje es imposible.
- El diámetro tiene una importancia capital ya que un aumento de éste de 2,5-3 mm. hace perder del 40 al 80% de la tensión que puede admitir.
- Estos pernos se adaptan más a rocas muy duras y blandas donde el anclaje llega a ser imposible.

2.3. Bulones de expansión

El sistema de anclaje de los pernos de expansión se basa en el principio que se ilustra en la figura 4, produciéndose el anclaje al penetrar una cuña entre varias piezas móviles llamadas conchas que constituyen la cabeza de anclaje.

Existe multitud de fabricantes de estos pernos, cada uno con características distintas. Como norma la cabeza de anclaje suele tener un diámetro de 30-45 mm. y la barra del perno suele ser de unos 20 mm. Algunos anclajes de LENCOR - MERNIER (Francia) pueden proporcionar esfuerzos de hasta 10t (2).

Estos pernos se utilizan ahora con profusión en la

- Recuperabilidad ya que con sólo aflojar la tuerca que sujeta a la placa base el perno pierde la tensión y, si no está excesivamente deformado, puede recuperarse fácilmente.
- Mecanización La colocación del perno de expansión solo, exige una rotación por lo cual puede mecanizarse con suma facilidad. Con los modernos jumbos de bulonaje se llegan a conseguir rendimientos de 150 $\frac{\text{bulones}}{\text{hombre.turno}}$.
- Independencia de la longitud del barrenado para conseguir el anclaje del perno.
- Seguridad pues la concha de expansión presenta una mayor superficie de anclaje que los otros pernos, por otro lado son menos sensibles a las variaciones del diámetro del barrenado.

Los pernos de expansión tienen algunas desventajas que limitan su uso.

- La tensión que pueden soportar apenas llega a 12t, salvo casos especiales.
- El paso del tiempo provoca una fuerte caída en la tensión del perno.
- La placa base tiene una importancia esencial y si desaparece deja de existir el anclaje.

El balance todavía es positivo y como muestra la figura 5, en las minas de hierro de Lorena los bulones de expansión convienen equilibrados con los bulones a la resina (3).

3.- BULONES DE ANCLAJE CLASIFICADOS

fiabiles y la carga que aceptan es, en general, mucho menor que la propia resistencia del acero de la barra. Esta dificultad ha sido superada por los bulones de anclaje repartido, en los que el anclaje se consigue a lo largo de toda la superficie lateral del perno mediante el fraguado de un mortero que rellena el espacio anular libre entre el perno y las paredes del barreno. El mortero puede estar constituido por una mezcla de arena con cemento o de arena con resinas sintéticas.

Los bulones de anclaje repartido fueron puestos a punto en 1964 y desde entonces su expansión ha sido simplemente espectacular por las ventajas que su empleo reporta.

Como característica general en los países de la Europa Este el mortero se hace a base de cemento y en la Europa Occidental, USA, Japón y Australia se utilizan resinas sintéticas.

Podemos adelantar que los dos inconvenientes de los pernos de anclaje repartido radican en su rigidez que los puede hacer inadecuados en casos extremos y en la imposibilidad de recuperarlos.

Como ventajas respecto a los bulones de expansión podemos señalar:

- 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 en 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.
- Independencia de la placa base que con el anclaje repartido

pasa a desempeñar un papel secundario ya que aunque desapareca, se sigue ejerciendo un efecto de anclaje importante.

- Disminución del movimiento relativo de 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.

3.1. Bulones anclados con resina

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

Las resinas suelen utilizarse en cartuchos que tienen dos compartimentos, uno que alberga a la resina y otro que encierra el catalizador de polimerización embebido en un agente inerte.

El proceso de fabricación de la resina, en líneas generales, es el siguiente:

Los poliésteres pueden producirse a partir de tres grupos de compuestos:

- a) Glicoles-propileno
- b) Ácidos orto-ftálico, iso-ftálico, adípico
- c) Ácido málico-furárico

Una vez manufacturados, los poliésteres tienen el aspecto de un plástico que es sólido a temperatura normal. Para obtener la resina se disuelve el poliéster en un monómero,

91
 siendo el más utilizado el estireno aunque también se emplean el etileno y el ácido acrílico.

Una vez disuelto el producto resultante es una pasta con las siguientes características.

Contenido en monómero ...	30%
Acidez ...	30 mg. KOH/g
Viscosidad ...	15 poises
Densidad ...	1,13 g/cm ³

A la resina se le añaden unos agentes inhibidores para evitar su polimerización.

La polimerización de la resina se produce en presencia de un catalizador que proporciona radicales libres. Como la velocidad de polimerización es muy lenta se debe utilizar un acelerador. Normalmente se emplean dos sistemas:

- Peróxido de metil-etil-acetona y cobalto como acelerador.
- Peróxido de benzoilo con dimetil-asilina como acelerador.

El catalizador y acelerador están embebidos en un agente inerte que puede ser dolomita o arena.

Una vez colocados los cartuchos en el interior del marmolero, al introducir el perno las cargas se rompen mezclándose la resina con el acelerador y catalizador. En función de la proporción de acelerador y catalizador el fraguado se consigue entre pocos segundos y varias horas.

Cuando el fraguado está concluido, la resina comercial

suele tener estas propiedades:

Resistencia a tracción	60-150 kg/cm ²
Resistencia a corte	200-400 kg/cm ²
Resistencia a compresión	250-600 kg/cm ²
Adherencia	20-60 kg/cm ²
Temperatura de fraguado	95°C
Densidad	1,9 g/cm ³

Las cargas de resina tienen una vida limitada pero conservadas a una temperatura constante de unos 20°C pueden utilizarse, generalmente, hasta 6 meses después de fabricadas.

3.1.1. Bulones de acero

Probablemente la característica que más se debería cuidar en los barras de acero empleadas en el bulonaje a la resina es su alargamiento. Se sabe que cuanto mayor sea la resistencia específica del acero menor será su alargamiento. Desde este punto de vista no deberían utilizarse bulones con resistencia específica superior a 65 kg/mm², que correspondería a un F-114, con lo cual el alargamiento será del orden del 10% que todavía es aceptable. Utilizar aceros de menor resistencia específica supone sin duda un coste mayor ya que para obtener la misma resistencia del sostenimiento será necesario colocar más pernos. (4).

Otro aspecto importante que ha sido profundamente debatido ha sido el tipo de superficie lateral de los pernos donde hay dos alternativas posibles: Pernos lisos o pernos nervados. En un exhaustivo ensayo realizado en 1973, en el Pozo Sta. Bárbara (5), pudimos constatar que entre los bulones lisos y nervados no había diferencias significativas en el trabajo a



tracción, aunque ciertamente ambos tipos de bulones - eran rígidos pues la rotura, entre 16 y 20t, se alcanzaba con alargamientos de sólo 35-40 mm. A nivel operacional es interesante utilizar bulones nervados debido a dos ventajas:

- a) Las nervaduras favorecen el reparto de la resina en el interior del barreno y mejora las condiciones de mezcla de los diversos componentes de la resina.
- b) Los redondos nervados poseen unas marcas visibles que identifican la calidad de los aceros empleados en su fabricación. Esto no sucede con los redondos lisos y ciertamente resulta difícil distinguir a simple vista un F-111 de un F-114. Esto implica montar un cierto control de calidad para asegurarnos que se emplean los aceros.

3.1.3. Bulones de poliéster

Los bulones de acero presentan el inconveniente de que no son fácilmente destructibles por las máquinas de arranque, de tal forma que cuando debe ser bulonado el paramento de una galería que luego va a ser arrancado, se crean serios problemas. Otro tanto sucede cuando la galería debe estajarse y se emplean en esta operación bineros continuos. La figura 6, ilustra este problema. Estas dificultades pueden ser evitadas con los bulones de madera pero en contrapartida la resistencia de estos bulones es muy pequeña.

Modernamente se utilizan bulones a base de una resina poliéster armada de fibra de vidrio cuyas características comerciales son las siguientes:

- Resistencia a la tracción	...	58t/mm ²
- Resistencia a flexión	...	76t/mm ²
- Resistencia al corte	...	14t/mm ²
- Resistencia al choque	...	3,6t/mm ²
- Densidad	...	1,9 g/cm ³

Obsérvese que el poliéster armado de fibra de vidrio tiene características de tracción y flexión similares a las del acero mientras que su resistencia al corte, choque y densidad son mucho menores. La resistencia al choque, en particular, es unas cien veces inferior que la del acero.

Los pernos de poliéster no admiten mecanización y por lo tanto no pueden rescatarse razón por la cual hay que recurrir a un sistema mecánico para sujetar la placa base. En la figura 7, se muestran los integrantes de un bulón de poliéster. Para colocar la tuerca metálica suele ser conveniente colocar una segunda placa base.

En general los bulones de poliéster resultan un 40% más caros que los de acero.

En la figura 8, se muestra una galería de techo con bulones de poliéster en el paramento y en la 9, una galería de infraestructura con bulones de poliéster en el techo.

3.2. Bulones anclados con cemento

Esta técnica es totalmente similar a la de los pernos anclados con resina con la única diferencia de que ésta está

sustituido por un mortero de cemento. Existen dos variantes diferenciadas que exponemos a continuación.

3.2.1. Método Inyector

Una vez realizado el taladro en la roca, éste se llena con un mortero de cemento por medio de una bomba mecánica. El mortero queda retenido por un tapón especial que permite la inyección y que, sin embargo, retiene el mortero conforme se muestra en la figura 10.

Este tapón está formado por una lámina de acero provista de unas placas que trabajen de forma similar a un diafragma. Una vez inyectado el mortero se introduce una barra de acero, nervada o lisa, dentro del barrenado.

Para facilitar la salida de aire del barrenado, previamente a la introducción del mortero, se coloca un tubito de plástico hasta el fondo.

3.2.2. Método de Perfo

El método Perfo 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. Las armaduras Perfo realizan el papel de contenedor del mortero y de refuerzo del bulonaje. La figura 11, ilustra la colocación de un bulón por el sistema Perfo. La figura 12, muestra las dimensiones apropiadas del bulón y taladro para alojar los tubos Perfo

que deben escogerse de acuerdo con lo indicado en la figura 13.

3.2.3. Fraguado del mortero

El mortero se prepara con un cemento Portland ordinario con arena de río. Al mortero se le agregan productos químicos para obtener mayor plasticidad y disminuir el tiempo de fraguado. La cantidad de agua debe ser determinada mediante cuidadosos ensayos ya que es preciso que el hormigón circule bien por las tuberías, en el método inyector, y hay que impedir que el mortero se escape del taladro al introducir el perno.

SESTAKOV y otros, han publicado datos interesantes sobre las propiedades del mortero (6), utilizando un cemento portland tipo 400, el mortero tenía una relación de 0,5 litros de agua por cada Kg. de cemento. En numerosos ensayos a tracción encontraron que la adherencia era independiente del diámetro del perno lográndose unos 6 Kg/cm^2 al cabo de 1-2 días y $35-38 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días.

Para acelerar el proceso de fraguado incorporaron un 2% de Cl_2Ca con lo cual, según muestra la figura 14, se consiguió triplicar la adherencia al cabo de un día, lográndose una adherencia del orden de 28 Kg/cm^2 que es muy estimable.

3.3. Otros tipos de bulones

Describiremos otros tipos de bulones que si bien tienen una aplicación puntual, pueden resolver de forma interesante algunos problemas de sostenimiento.

3.3.1. Bulones roscados

Estos bulones tienen un diámetro superior en unos 4 mm. al diámetro del taladro colocándose y trabajando como un verdadero tornillo según muestra la figura 15.

Su aplicación es correcta en rocas blandas y poco fisuradas, en el complejo potásico de BELORUSKAL (7) se utilizan corrientemente llegando a alcanzar con diámetros de colocación 30 $\frac{\text{bulones}}{\text{hombre-relevo}}$.

En Petasas de Navarra se llegaron a ensayar bulones de este tipo con las siguientes características:

Longitud	...	1,50 m
Diámetro taladro	...	28 mm
Diámetro perno	...	32 mm
Diámetro núcleo	...	20 mm
Paso de rosca	...	15 mm

La colocación de estos pernos exige una velocidad de rotación entre 25-35 rpm y como la velocidad de las perforadoras rotativas utilizadas en PIM para bulonar tiene un régimen entre 450-725 rpm era necesario colocar un reductor sobre los carros manuales de barrenar que hacía poco operativo el sistema y fue desestimado aunque se comprobó que era posible utilizar estos pernos.

3.3.2. Bulones Worley

Es un bulón en el que se consigue un anclaje repartido mecánicamente al acunarse entre sí y las pare-

des del taladro dos semicilindros, conforme muestra la figura 16. Según ensayos realizados por el O.M. OF MINES con un par de apriete de 35 w.tg se consiguió obtener un esfuerzo resistente de 15 t.

3.3.3. Tirantes anclados con resina

Los tirantes anclados con resina constan, según se indica en la figura 17a, de dos cables o pernos anclados con resina y un tirante con un elemento de tensión mecánica en el centro de la galeña. En la figura 17b, se muestra la forma de trabajo de estos tirantes que pretenden mantener a la roca por encima de la galeña a compresión creando una bóveda autoportante. Según COX (8) los tirantes se empezaron a utilizar en 1946 - en la Mina CONCORD de la U.S. Steel de Alabama, que es una mina de carbón, y al año siguiente se extendieron a otras minas como la de fluorita de la Minerva Oil Co. en Illinois, compitiendo con los bulones tradicionales. Actualmente el U.S. Bureau of Mines patrocina investigaciones sobre el tema.

Los bulones empleados tienen diámetros de 18 y 25 mm y están fabricados con aceros de alta resistencia.

4.- PLACAS DE BASE

En los bulones de anclaje puntual, la placa de base juega un papel fundamental ya que sin ella no es posible obtener tensión alguna. Con el anclaje repartido la placa de base tiene menos importancia pero juega un papel relevante cuando la deformación de los terrenos es importante.

Siempre que se desee aplicar una tensión previa a los pernos, en el caso del anclaje repartido puede lograrse utilizando una resina de fraguado rápido en el fondo, la placa de base tiene una importancia capital.

En el caso de los pernos de anclaje puntual la pérdida de tensión a lo largo del tiempo está ligada a la deformación por fatiga de la placa de base.

Por todo ello, cuando el trabajo de las placas de base juega un papel determinante, estas deben dimensionarse ampliamente. En la figura 18 se reproduce la norma DIN 21522 que define las características de las placas usuales.

En la figura 19 se muestran los resultados de varios ensayos de tracción realizados en el exterior para controlar el comportamiento de los tipos de placas utilizados en Potasas de Navarra S.A. (1).

BIBLIOGRAFIA

- (1).- CELADA, B.
Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del bulonaje en galerías.
Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas.
Oviedo 1979.
- (2).- RAFFOUX, J.F.
Le boulonnage des terrains à fortifier de formations: l'exemple de la mine d'Hayverlahouesse.
Revue de l'Industrie Minière, Diciembre 1975.
- (3).- SIMOU, P.
80 millions de boulons mis en place dans les mines de fer de Lorraine en 27 ans.
Société de l'Industrie Minière, Biarritz 1977.
- (4).- CARRASCO, J.; CELADA, B.; OLMO, C.; VALCAROL, A.
Explotación por tajo largo a gran profundidad.
X Congreso Mundial de Minería.
Estambul, Septiembre 1979.
- (5).- CELADA, B.; FULNTE, A.M.
Influencia de la superficie de los pernos anclados con resina sobre su comportamiento dinámico.
Rocas y Minerales, Septiembre 1973.
- (6).- SESTAROV, V.A.; JARJANOV, N.E.; JARJULIN, M.A.; NIKSANOV, A.A.
Ensayos efectuados con bulones anclados con resina epoxi.
Gornyi Zhurnal, Enero 1966.

(7).- DENKVIC, T.E.; SOROKIN, V.A.

Sostenimiento de un techo formado por estratos delgados en las minas de potasa mediante bulones de anclaje por tornillo.

Sakhtnoe Stroitel'stvo (Moscó) Junio 1972

(8).- COX, R.M.; WHITE, C.C.

Principe et application d'un soutènement par "fermes".

6^{ème} Conférence International sur les Pressions des Terres.

Manif, Canadá, Septiembre 1977.

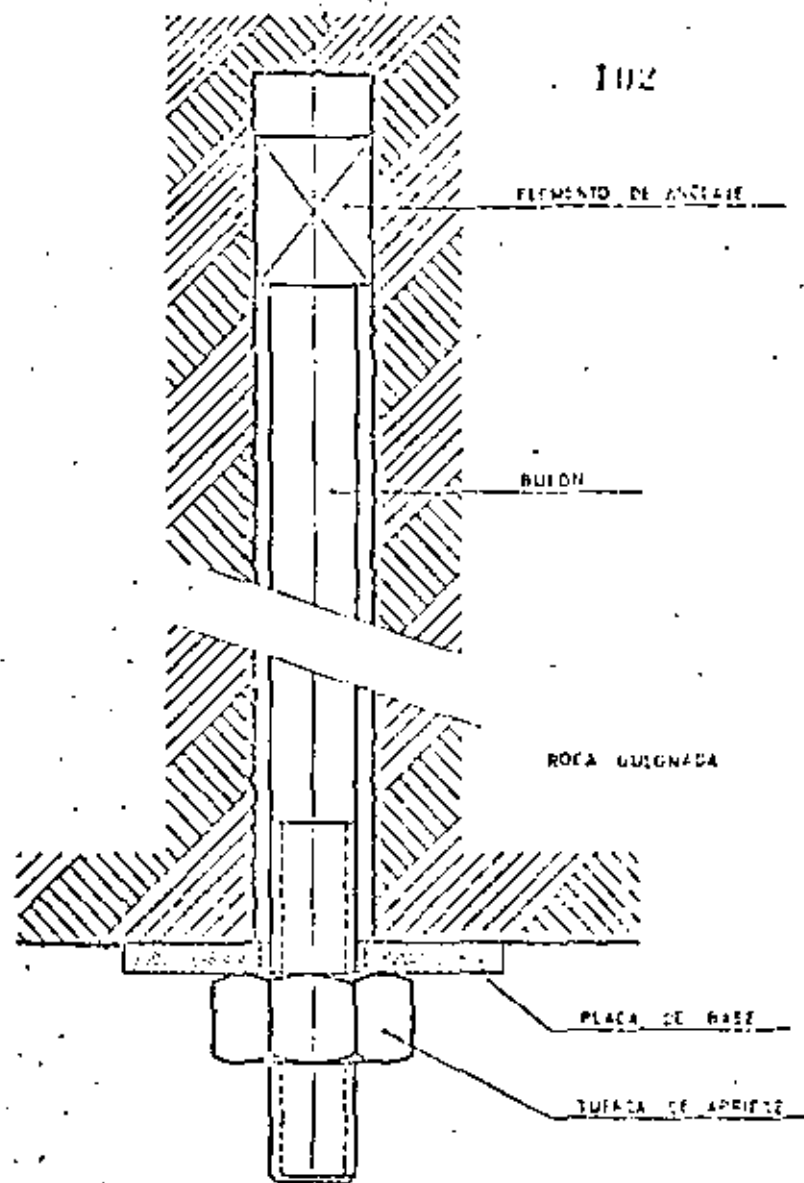
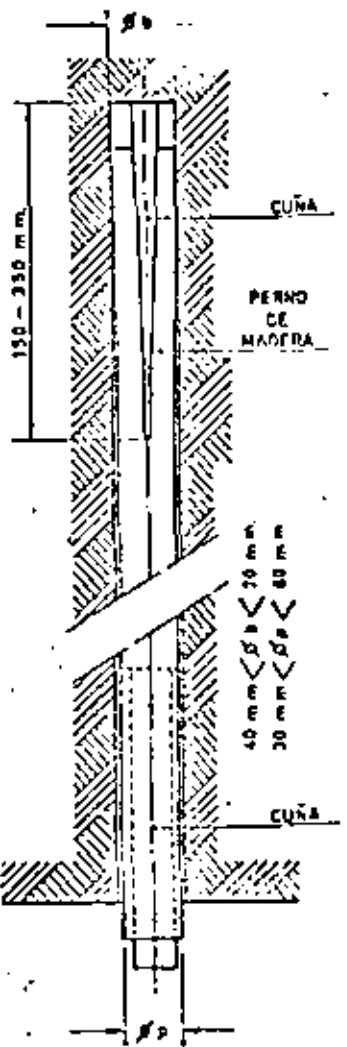
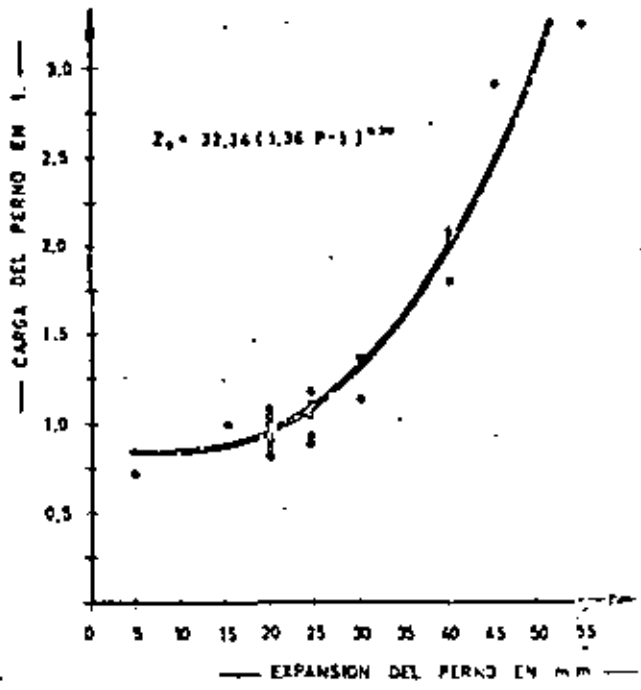


Fig. 1 — ELEMENTOS DE UN BULON.



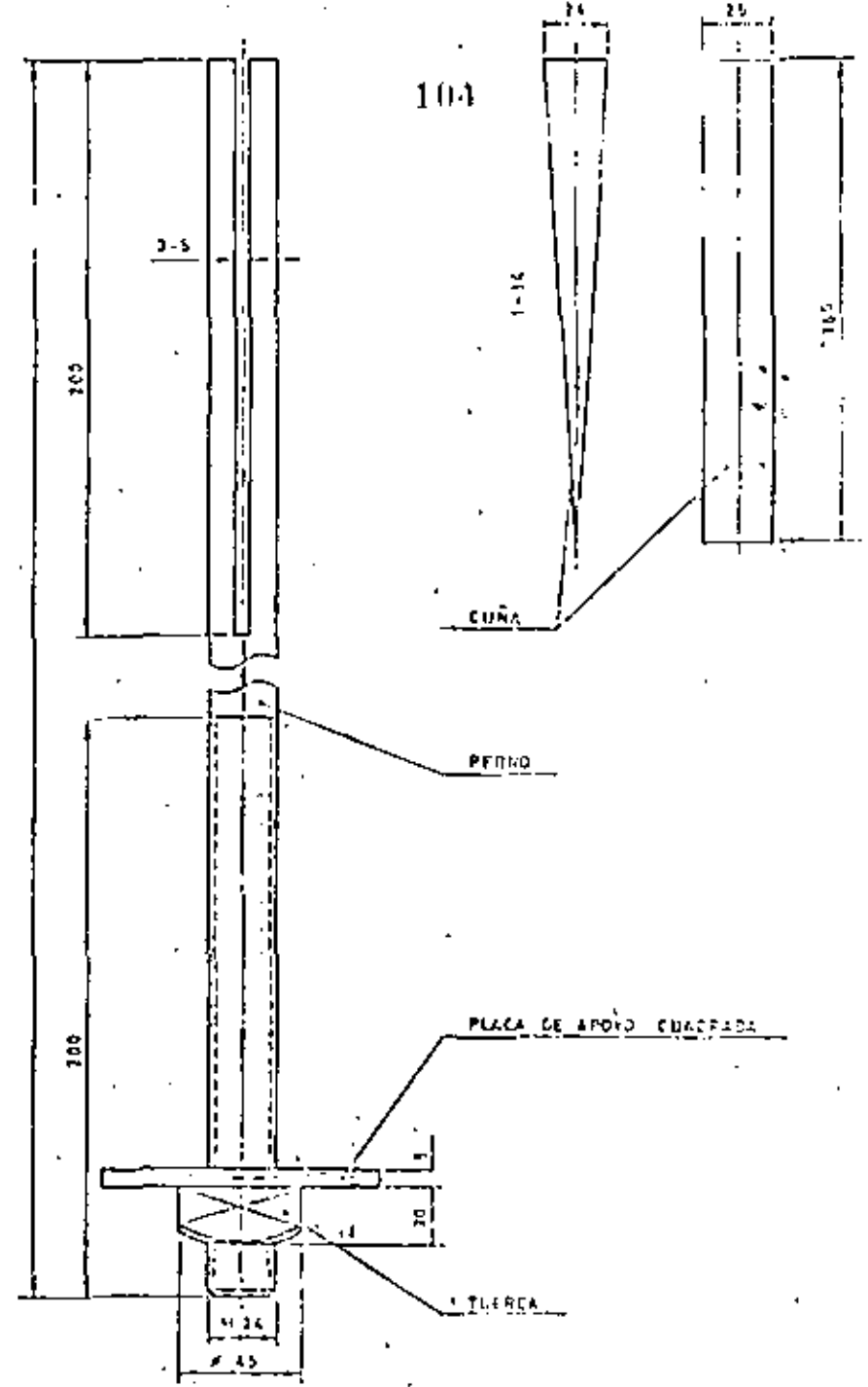
103



a). Características del perno de madera.

b). Curva esfuerzo-deslizamiento del perno de madera.

Fig. 2 - PERNOS DE MADERA



104

Fig. 3 -- PERNOS DE CUÑA.

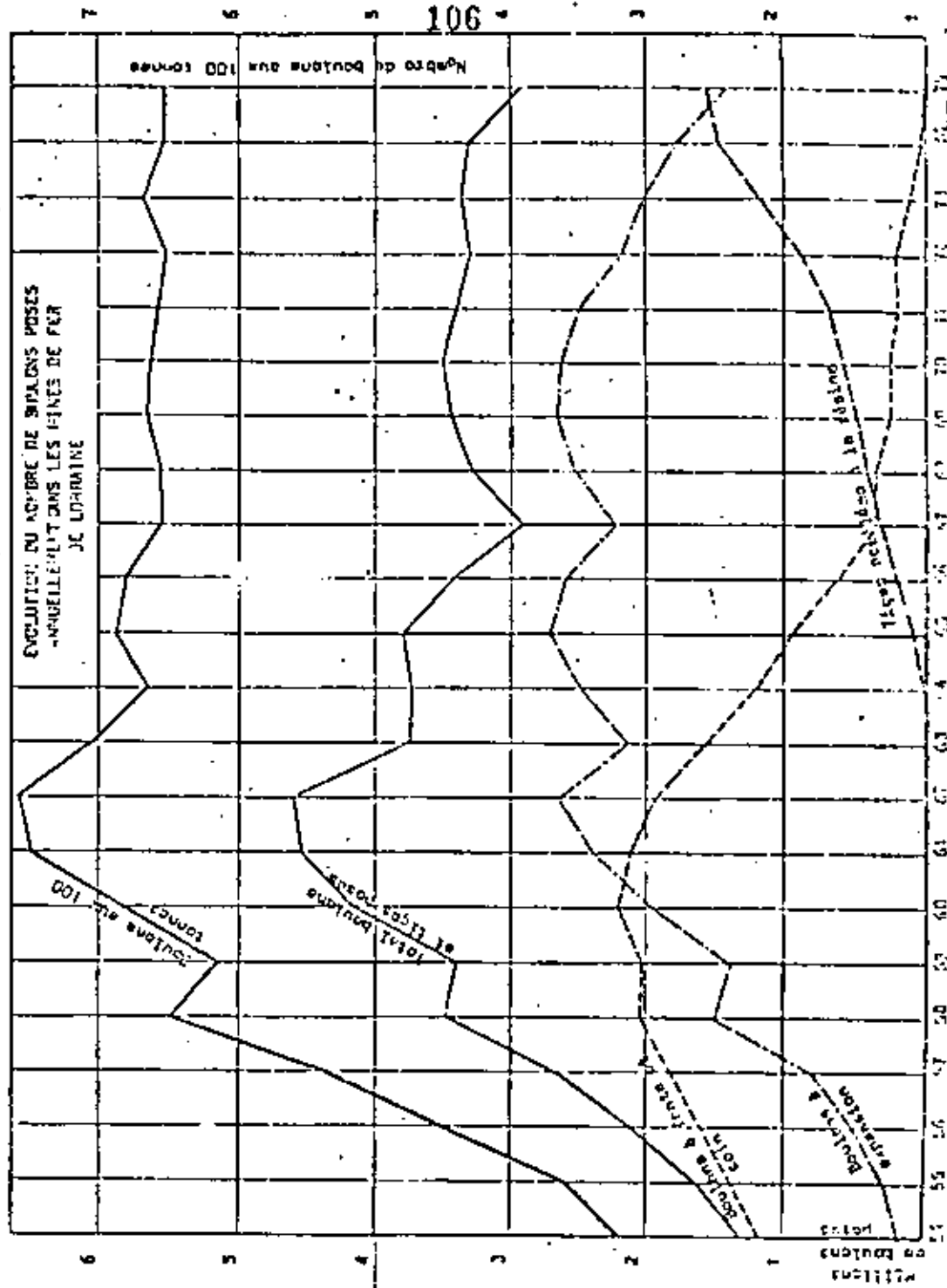
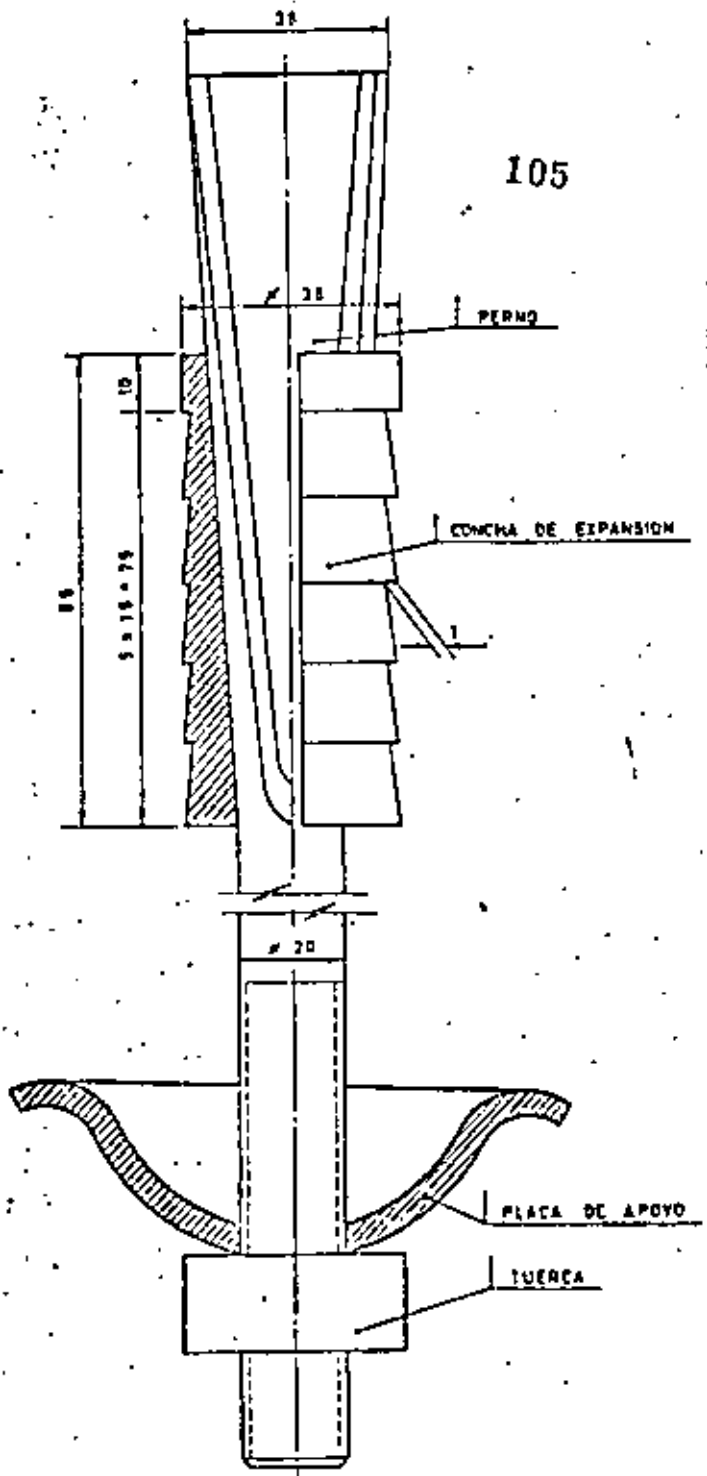


Fig. 4 - BULON SKSH (U.R.S.S.)

$D_1 \backslash D_2$	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50	52
18	31	31									
20	27	31	31								
22	27	27	31	31	36						
25	31	31	31	36	36	40					
28	31	31	31	36	36	40					
30				36	36	36	36	40			
32				36	36	36	36	40	40		
34						40	40	40	40	42	
36								40	40	42	

D_1 = DIAMETRO DEL BARREND PERFORADO

D_2 = DIAMETRO EXTERIOR DEL PERNO DE ANCLAJE

D_3 = DIAMETRO DEL TUBO "PERFO"

Fig. 12 - DIAMETRO DEL TUBO "PERFO" ADECUADO

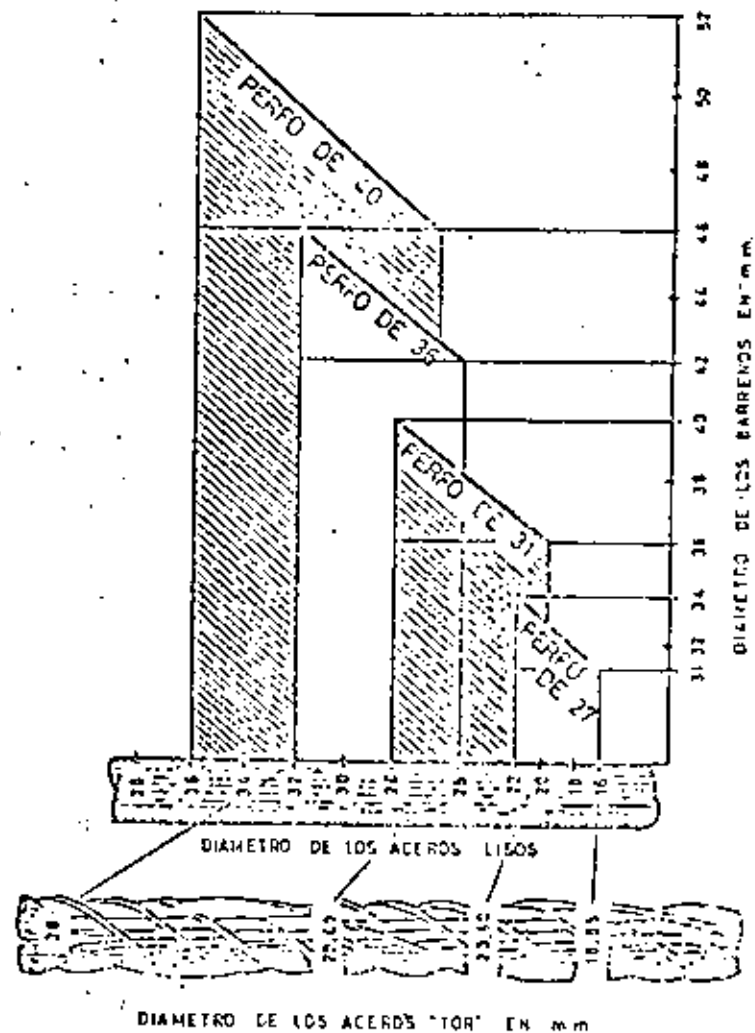


Fig. 13 - CARACTERISTICAS DEL TUBO "PERFO" EN FUNCION DEL DIAMETRO DE PERFORACION Y DEL TIPO DE PERNOS UTILIZADO.

113

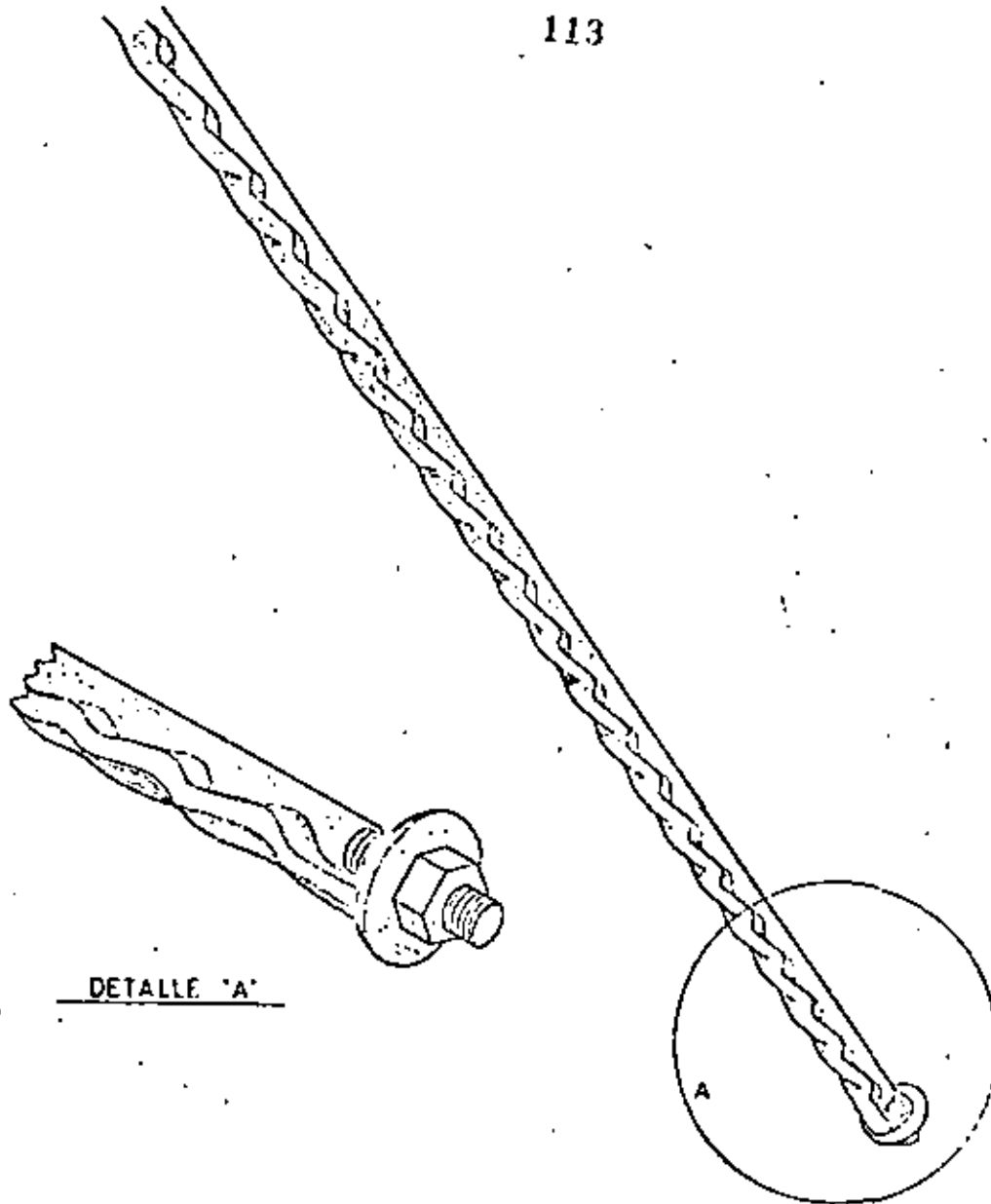


Fig. 16 - BULON "WORLEY"

114

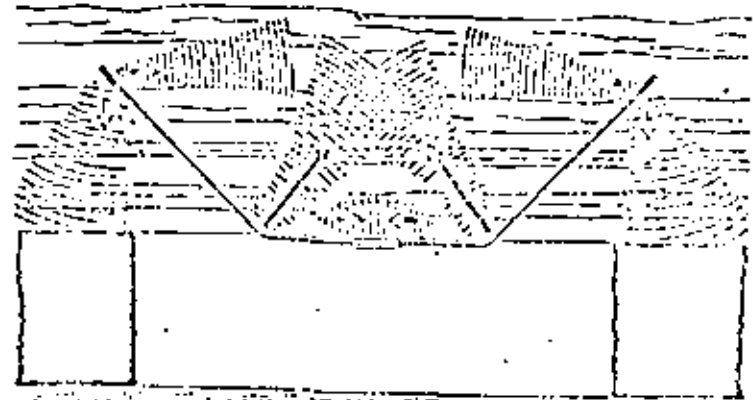


Fig. 17a.- Trabajo de un sostenimiento por tirantes

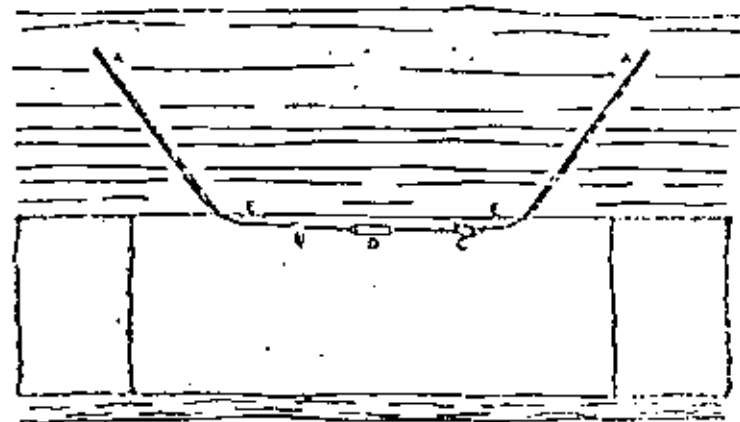


Fig. 17 b.- Tirantes anclados con resina

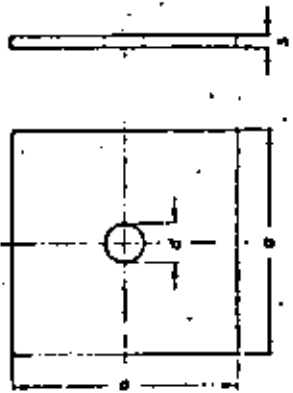
- A = Anclaje con resina (puntual de 30 cm. o repartido)
- B = Acoplamiento del extensor
- C = Cuñas de ajuste de longitud
- D = Tensor
- E = Calzo de madera

115

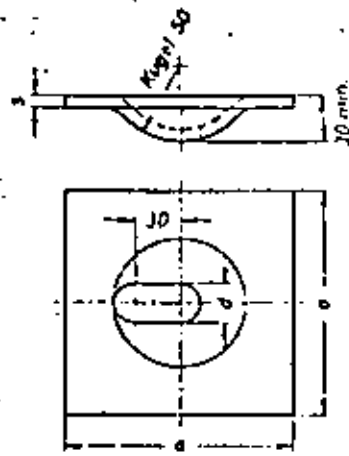
Ankerplatten werden als Zubehörteile für den Gruben- und Tunnelausbau in Verbindung mit Ankern nach DIN 21 521 verwendet.

Maße in mm

Form A (Flachplatte)



Form B (Kugelplatte)



Bezeichnung einer Ankerplatte Form B mit $a = 200$ mm und $d = 26$ mm aus St 37-3:

Ankerplatte B 200 x 26 DIN 21 522 - St 37-3

Form A	a		d	e	Für Ankerlänge nach DIN 21 521 mit Gewinde	
	26	Form B				
100	150	200	20	6	M 16	M 18
150			26	8	M 20	M 24
200						

Im Bergbau werden bevorzugt Ankerplatten $a = 150$ mm und 200 mm, im Tunnelbau Ankerplatten $a = 100$ mm und 150 mm eingesetzt.

Werkstoff (bei Bestellung angeben): St 37-3 } nach DIN 17 100
St 52-3 }

Erläuterungen siehe DIN 21 521

116

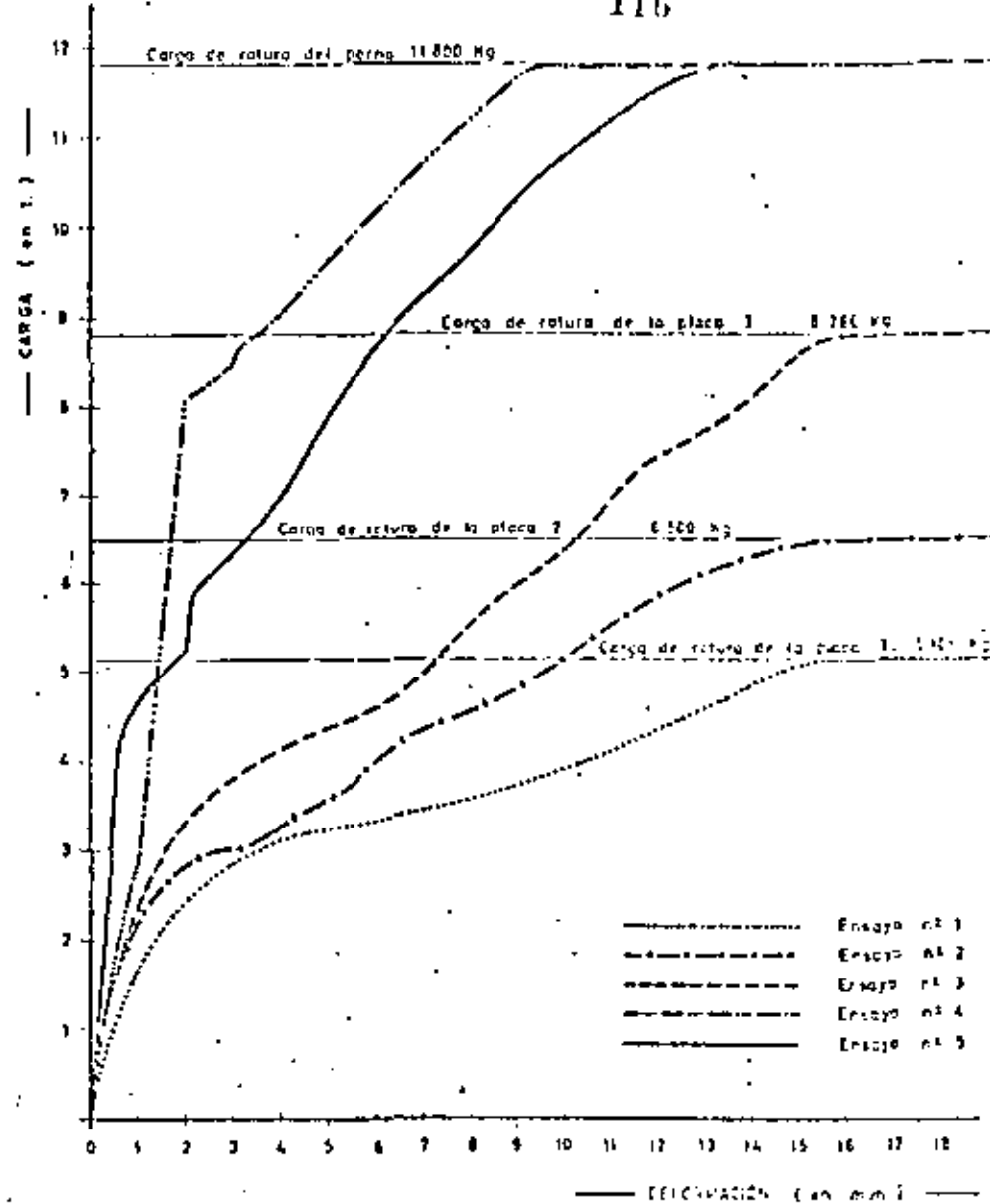
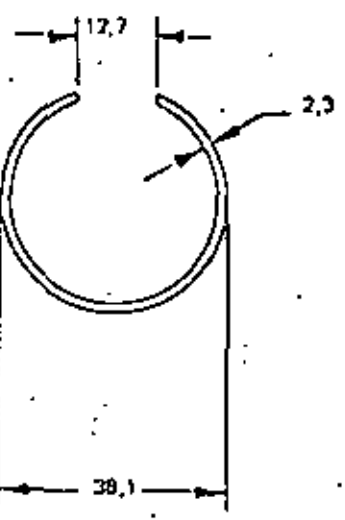


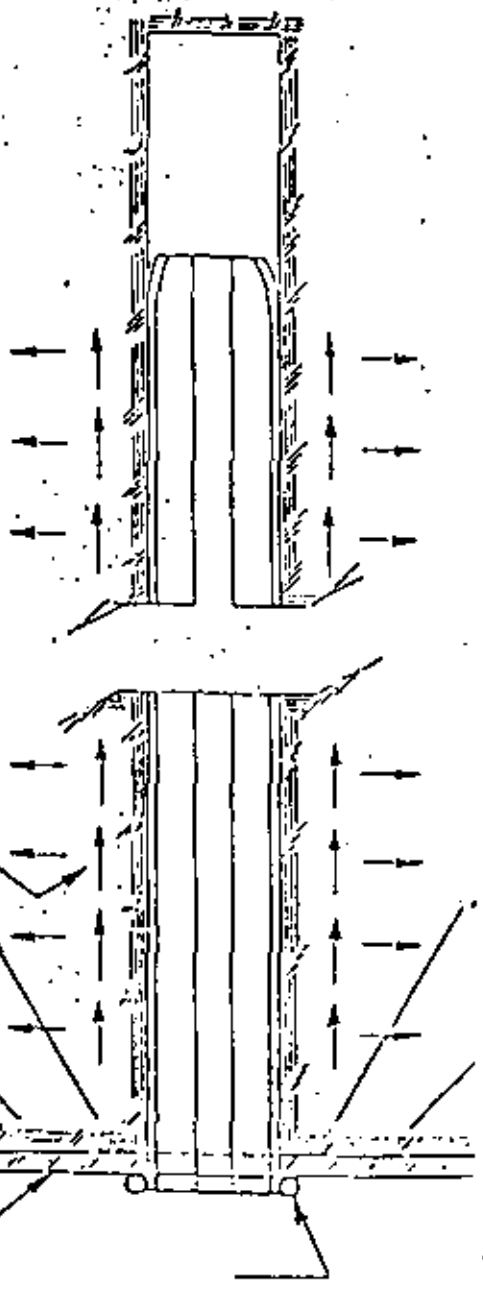
Fig. 19 - ENSAYO DE PLACAS DE ANCLAJE



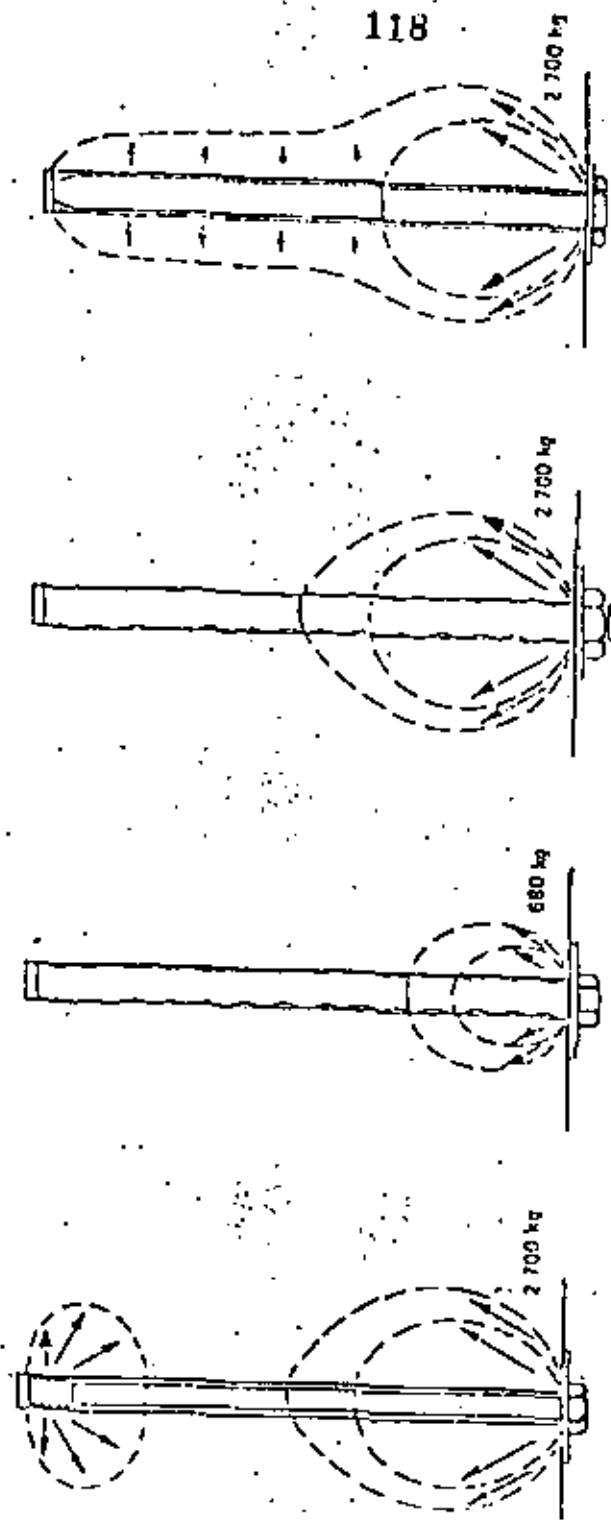
LES FLÈCHES INDIQUENT
LES REACTIONS DU SPLIT SET
ET DE LA PLAQUE SUR LE TERRAIN

TERRAIN

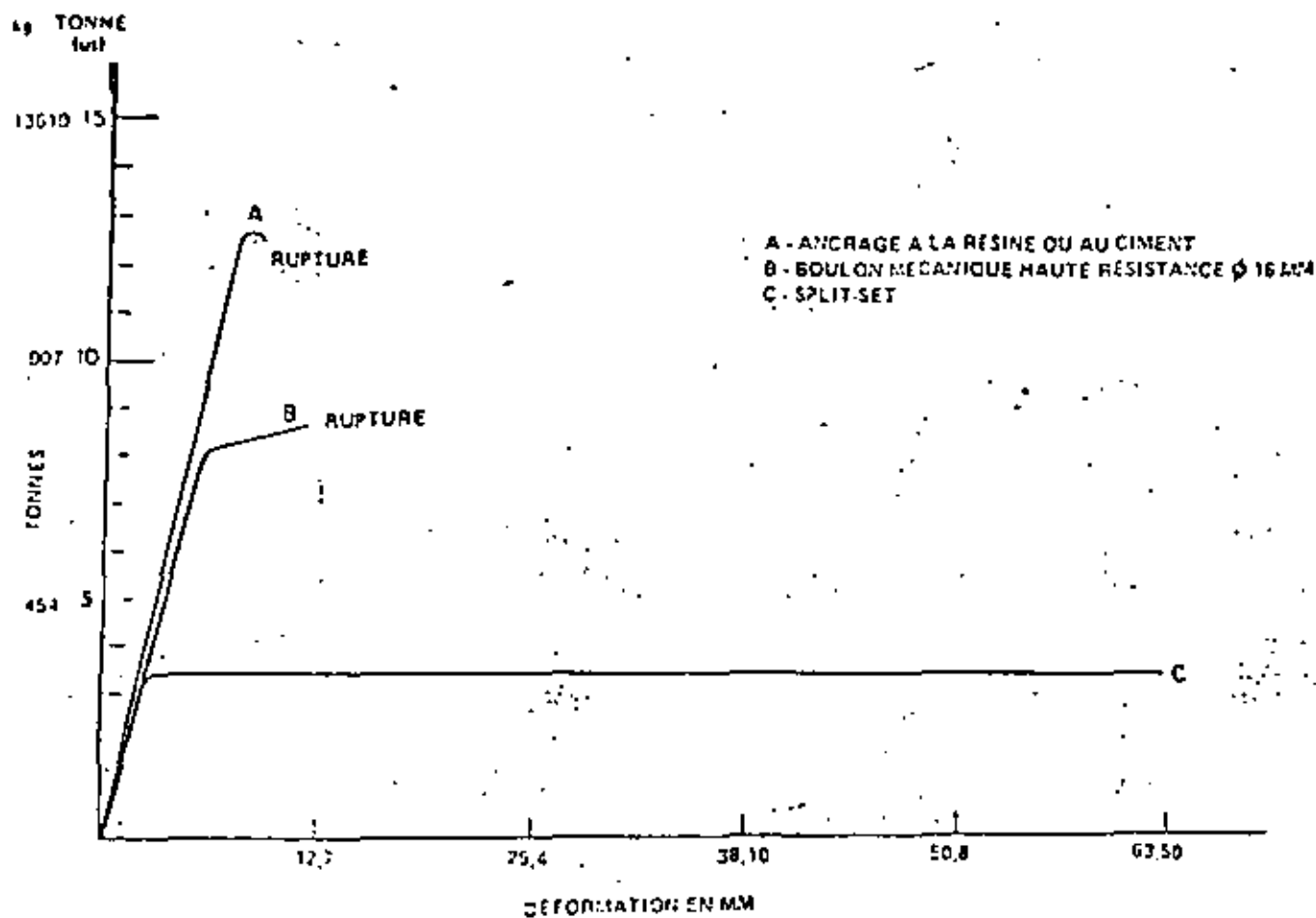
PLAQUE



CONFIGURACION DEL SPLIT SET

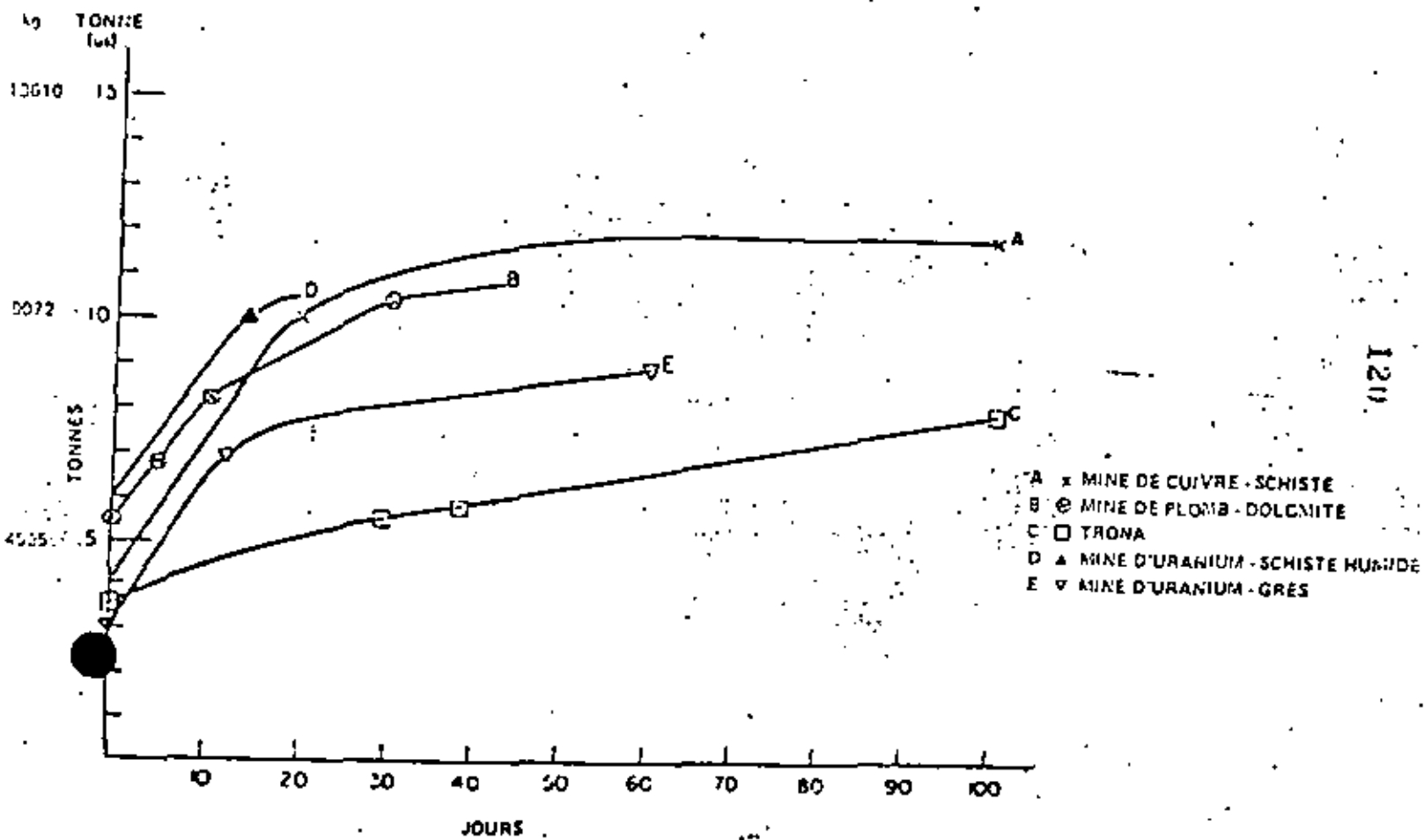


COMPARACION ENTRE LOS DISTINTOS TIPOS DE ANCLAJES



COMPARACION DE ENSAYOS A TRACCION

ENSAYOS A TRACCION SOBRE SPLIT - SET EN DIVERSOS TERRENOS



CONTROL DEL BULONAJE

Benjamín Celada Tamames
Doctor Ingeniero de Minas.

- 1.- Introducción
- 2.- Control de los elementos de bulonaje
 - 2.1. Pernos
 - 2.2. Anclaje
 - 2.3. Terrenos
 - 2.3.1. Control de la deformabilidad
 - 2.3.2. Control mecánico
 - 2.4. Barrenos de bulonaje
- 3.- Control de la interacción bulonaje-terreno
 - 3.1. Medida de deformaciones
 - 3.2. Control de la tensión sobre los bulones
 - 3.2.1. Elementos mecánicos
 - 3.2.1.1. Almohadillas de compresión
 - 3.2.1.2. Llaves dinamométricas
 - 3.2.1.3. Células de carga
 - 3.2.2. Elementos extensométricos
 - 3.2.2.1. Células de carga extensométricas
 - 3.2.2.2. Bulones extensométricos
 - 3.3. Observaciones estratoscópicas
 - 3.4. Sistema integrado de control
- 4.- Conclusiones
- 5.- Bibliografía

CONTROL DEL BULONAJE

Benjamín Celada Tamames
Doctor Ingeniero de Minas.

1.- INTRODUCCIÓN

Conocemos ya los medios y posibilidades que la tecnología actual del bulonaje pone a nuestra disposición para aplicar esta moderna técnica de sostenimiento. Vamos ahora a ocuparnos del control del bulonaje y, aunque sin duda lo más importante es el comportamiento conjunto roca-bulón, vamos a exponer los detalles más importantes que deben ser tenidos en cuenta a la hora de realizar un control sobre un plan de bulonaje que se va a ejecutar.

2.- CONTROL DE LOS ELEMENTOS DE BULONAJE

Consideraremos tanto los elementos propios de bulonaje como pernos y anclaje como la roca y los taladros que en ella se hacen para colocar los bulones.

2.1. Pernos

Si entendemos por pernos la varilla resistente que se coloca en la roca, sólo hay dos características que debemos controlar:

- el alargamiento
- la resistencia

En principio el perno debería ser capaz de absorber to

da la deformación que sufrieran los terrenos en los que está colocado; si esto no sucede así, el perno se carga a medida que no puede acompañar a los terrenos en su deformación y puede llegar a romperse, al superarse el límite de resistencia, creando el efecto de sostenimiento. Para conseguir esto hay que escoger el tipo de perno idóneo en cada caso y ya sabemos que los pernos de anclaje repartido son mucho más rígidos que los de anclaje puntual ya que en los de anclaje repartido la rotura se alcanza para alargamientos inferiores a 40 mm. y en los de anclaje puntual se puede llegar a alargamientos de 100 mm.

La resistencia del perno está ligada a su densidad de colocación y más adelante veremos cómo calcularla; pero hay que tener en cuenta que en el caso del acero, que es el material más corriente empleado para construir pernos, el alargamiento decrece con la resistencia.

En el plan de bulonaje deberán quedar definidos estos parámetros y su control hay que realizarlo al recepcionar los pernos en el exterior aplicando los criterios usuales de control de calidad.

Hemos indicado que los redondos corrugados facilitan esta labor enormemente ya que, por ley, deben llevar unas marcas que los identifican fácilmente. Los redondos lisos deben ser sometidos, como mínimo, a unas pruebas de dureza superficial mediante un esclerómetro, aunque es recomendable prever la realización de ensayos completos de tracción (resistencia, estricción y alargamiento).

2.2. Anclaje

El control de la calidad del anclaje debe hacerse siem

pre en el interior, recurriendo a un ensayo a tracción por medio de un gato hidráulico. El gato hidráulico debe poseer un taladro longitudinal para realizar ensayos con pernos, especialmente colocados, en los que sobresale de la roca unos 50 cm o bien debe disponer de un acoplamiento que permita realizar el ensayo sobre pernos normalmente colocados. En la figura 1. se muestra el equipo utilizado en las campañas realizadas en HUNOSA y en la figura 2. los manguitos de acoplamiento para hacer ensayos sobre pernos ya colocados. La figura 3. muestra el conjunto instalado en el interior y la 4 un detalle del gato hidráulico durante el ensayo (1).

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (2) ha normalizado este ensayo en los términos que resumimos a continuación:

- El gato debe tener capacidad suficiente para romper el perno y admitir un desplazamiento de 50 mm. Es necesario que la carga suministrada al bulón sea estrictamente axial.
- La superficie de roca que rodea al perno debe estar plana, sana y el bulón debe estar colocado perpendicularmente a ella con un error máximo de 15°.
- Al empezar el ensayo se aplicará una carga de 5KN y se comprobará el asiento del gato.
- La carga debe incrementarse en 5KN a una velocidad comprendida entre 5-10 KN/min.
- El alargamiento elástico del perno debe ser calculado por la expresión

$$\Delta L = \frac{P \cdot L}{A \cdot E}$$

siendo

P = carga a que se somete el bulón.

L = longitud no anclada del perno + $\frac{1}{3}$ de la longitud anclada + longitud del acoplamiento perno-gato.

A = sección del perno.

E = módulo de elasticidad del acero del perno.

En los numerosos ensayos realizados sobre pernos de anclaje repartido nunca hemos observado un deslizamiento importante del perno sino que la rotura, que siempre se produce en la parte externa del perno, se alcanza con desplazamientos inferiores a 40 mm. La figura 5, muestra los resultados de un ensayo realizado en el Pozo Sta. Bárbara de MINOSA.

Para que se produjera un deslizamiento acero-resina la longitud de anclaje debe ser muy inferior a la usualmente empleada, como veremos a continuación.

Si D es el diámetro del perno y σ_A la resistencia a tracción del acero, la fuerza que acepta el perno vale

$$F = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \sigma_A \quad (2)$$

Si L es la longitud del anclaje y σ_R la adherencia de la resina al acero, la resistencia de adherencia acero-resina vale

$$F = \pi \cdot D \cdot L \cdot \sigma_R \quad (3)$$

Igualando (2) y (3) y despejando L resulta:

$$L = \frac{D \cdot \sigma_A}{4 \cdot \sigma_R} \quad (4)$$

Considerando $D = 2$ cm, $\sigma_A = 5000$ Kg/cm^2 y $\sigma_R = 30$ Kg/cm^2 resulta $L = 83$ cm.

Para realizar ensayos sobre la adherencia de la resina es preciso colocar pernos con longitudes de anclaje inferiores a 50 cm. para que pueda producirse el deslizamiento.

En el caso de pernos de anclaje puntual resulta de interés realizar ensayos bajo carga permanente en un largo periodo de tiempo, para lo cual hay que recurrir a acumuladores hidráulicos que con un mano reductor mantengan la presión sobre el gato hidráulico o a dispositivos mecánicos de resorte como los indicados en la figura 6.

2.3. Terrenos

Actualmente los límites de aplicación del bulonaje son muy amplios pero hay algunas circunstancias desfavorables que deben ser controladas en todo momento para evitar fracasos.

2.3.1. Control de la deformabilidad

Una de las limitaciones del bulonaje radica en su apreciable rigidez, razón por la cual no debe confiarse el sostenimiento de una estructura exclusivamente al bulonaje cuando se han de prever deformaciones superiores a lo normal. Ya hemos hablado de que debajo de macizos, límites de explotación y proximidades de fallas, las galerías sufren deformaciones extraordinariamente elevadas razón por la cual deben tomarse precauciones en estos casos recurriendo a un sostenimiento portante (3). En razón de la deformabilidad del carbón a volumen prácticamente constante

($\epsilon \pm 0,5$) hay que adoptar precauciones cuando en los 5 primeros metros de techo el 20% o más correspondan a niveles de carbón (4)

2.3.2. Control mecánico

Una vez establecido que una galería resulte controlable hay que controlar que las características de las rocas se mantienen dentro de los límites previstos. Para ello, sin llegar a recurrir a los ensayos de laboratorio, puede utilizarse el martillo SCHMIDT que es de una aplicación muy simple y proporciona resultados válidos.

Para las condiciones del yacimiento de HUNOSA (3) determinamos que el límite de galerías bulonables se situaba en un índice SCHMIDT de 20 que equivale a una resistencia a compresión de unos 28MPa (280Kg/cm²).

En las figuras 7 y 8 se muestra la capacidad del martillo SCHMIDT para caracterizar la calidad de los terrenos.

En el caso de que se utilice un anclaje puntual es conveniente controlar la aptitud del nivel de roca donde se vaya a realizar el anclaje; para ello puede recurrirse al uso del penetrómetro que en esencia consiste en un pistón que, accionado hidráulicamente, permite hacer ensayos de punzonado a lo largo de la pared de un barreno para identificar las rocas. En la figura 9, se muestra el penetrómetro de ESTEARS (5) puesto a punto en una investigación financiada por el U.S. Bureau of Mines. SIKORA y KIDYBINSKI (6) han empleado con éxito el penetrómetro en la Alta Silesia para clasificar las rocas a fin de dimensionar el

tenimiento de las galerías. La figura 10, muestra la correlación entre la presión de penetración y la resistencia a tracción de las rocas.

2.4. Barrenos de bulonaje

Los barrenos de bulonaje están definidos por su posición en el espacio y por sus dimensiones: longitud y diámetro. La longitud de los barrenos tiene cierta importancia en los pernos anclados con resina ya que si es excesiva pueden producirse acumulaciones de resina en el fondo y dificultarse incluso el fraguado. En cualquier caso medir la longitud de un barreno resulta realmente simple.

El diámetro de los barrenos tiene una importancia primordial en la colocación de pernos de anclaje puntual. Para su control pueden utilizarse unos calibradores como los que se muestran en la figura 11, que constan de un punzón cónico que se mueve accionado por tres esferas que se adaptan al diámetro del barreno.

3.- CONTROL DE LA INTERACCIÓN BULONAJE-TERRENO

Hasta ahora hemos expuesto los métodos existentes para controlar la calidad de un bulonaje pero el aspecto fundamental es triba en controlar el trabajo conjunto de los terrenos y el bulonaje; precisamente a lo largo de la vida de la galería bulonada.

3.1. Medida de deformaciones

Este es un aspecto fundamental al que ha dedicado una conferencia completa Angel Fuente y también hemos hablado de la presión de convergencias y expansiones.

3.2. Control de la tensión sobre bulones

En el supuesto de que controlemos adecuadamente las deformaciones de una galería el paso siguiente consiste en medir las tensiones sobre los bulones. Los bulones trabajan fundamentalmente a tracción, aunque si hay deslizamientos relativos de estratos, pueden trabajar a cortante y a flexión. Los bulones de anclaje puntual suelen presentar una distribución de tensión prácticamente uniforme en toda su longitud mientras que los bulones de anclaje repartido, la tensión se concentra en el tercio más próximo a la superficie conforme se muestra en la figura 12. Por ello la primera medida está encaminada a controlar la tensión en el extremo exterior de los pernos, para lo cual están disponibles los aparatos que describimos a continuación.

3.2.1. Elementos mecánicos

Todos los medidores de tensión mecánicos trabajan bajo el principio de convertir la tensión en la deformación de un elemento elástico. El medidor de tensión es previamente contrastado en el laboratorio para establecer la curva tensión-deformación que permitirá, una vez conocida la deformación "in situ" determinar la tensión que actúa.

3.2.1.1. Almohadillas de compresión

La almohadilla de compresión está constituida por un disco de caucho, con un taladro central, que se coloca entre la roca y la placa de base. En su perímetro la almohadilla dispone de un indicador graduado que se mueve al variar el diámetro de la almohadilla. Las medidas que se obtienen tienen una precisión de $\pm 250\text{Kg}$. En la figura 13, se muestra

la curva de ensayo de una almohadilla y las características de un aparato de este tipo.

3.2.1.2. Llaves dinamométricas

Las llaves dinamométricas pueden emplearse para aplicar una tensión previa a los pernos y también, según ensayo normalizado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (2). Las llaves dinamométricas deben poder dar una medida sobre el par aplicado con un error menor del 5%. Debe empezarse regulando la llave a un par notablemente inferior a la necesaria para mover la tuerca del perno e ir aumentándola hasta que gire la tuerca del perno.

3.2.1.3. Células de carga

Las células de carga trabajan, esencialmente, como las almohadillas de compresión pero el elemento elástico deformable está más evolucionado para alcanzar una mayor precisión en las lecturas, que llega fácilmente a $\pm 1\text{KN}$ (100Kg). En la figura 14, se muestra una célula de carga INTERFELS en la que el elemento elástico está constituido por dos muelles de lámina antagónicos. Las lecturas se realizan con un micrómetro.

Entre las normas dadas por la SOCIEDAD INTERNACIONAL DE MECANICA DE ROCAS (2) destacaremos:

- En las zonas de medida debe controlarse la tensión del 10% de los pernos colocados.
- Cada célula de carga debe ser individualmente controlada mediante ensayos de laboratorio para esta

la curva de ensayo de una almohadilla y las características de un aparato de este tipo.

3.2.1.2. Llaves dinamométricas

Las llaves dinamométricas pueden emplearse para aplicar una tensión previa a los pernos y también, según ensayo normalizado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (2). Las llaves dinamométricas deben poder dar una medida sobre el par aplicado con un error menor del 5%. Debe controlarse regulando la llave a un par notablemente inferior a la necesaria para mover la tuerca del perno e ir aumentándola hasta que gire la tuerca del perno.

3.2.1.3. Células de carga

Las células de carga trabajan, esencialmente, como las almohadillas de compresión pero el elemento elástico deformable está más evolucionado para alcanzar una mayor precisión en las lecturas, que llega fácilmente a ± 1 KN (100kg). En la figura 14, se muestra una célula de carga INTERFELS en la que el elemento elástico está constituido por dos muelles de lámina antagónicos. Las lecturas se realizan con un micrómetro.

Entre las normas dadas por la SOCIEDAD INTERNACIONAL DE MECÁNICA DE ROCAS (2) destacaremos:

- En las zonas de medida debe controlarse la tensión del 10% de los pernos colocados.
- Cada célula de carga debe ser individualmente controlada mediante ensayos de laboratorio para est

blecer la curva característica y su comportamiento bajo carga permanente en el tiempo.

- Las células de carga deben de colocarse en el momento de la colocación de los pernos y deben disponerse de placas de asiento para conseguir que la célula mida exclusivamente la carga axial sobre el perno.
- Las lecturas deben ser diarias cuando el incremento de carga sea importante (más de 2500 KN/día) y su frecuencia puede llegar a ser quincenal cuando la carga sea más estable.

3.2.2. Elementos extensométricos

Los elementos de medida mecánicos tienen el grave inconveniente de la fidelidad en las medidas, pues son bastante sensibles a la agresiva atmósfera de la mina (humedad y corrosión).

Los aparatos de medida extensométricos se basan en convertir la deformación elástica en la variación de una resistencia eléctrica que, además de que puede ser medida con extraordinaria precisión, es linealmente proporcional a la variación de longitud ya que (1)

$$\frac{dR}{R} = k \cdot \frac{dl}{l} \quad (5)$$

Donde:

- R = resistencia eléctrica.
- l = longitud de la resistencia eléctrica.
- K = constante de la banda.

La tecnología de las bandas extensométricas ha evolucionado muchísimo y hoy es posible encontrar bandas de dimensiones 5x10x0,1 mm que admiten alargamientos del 10% y varios cientos de miles de ciclos de

carga y descarga. Los puentes de medida responden al simple concepto del puente de Wheatstone pero su precisión llega fácilmente a 10^{-6} n. Por otra parte algunos de ellos se suministran con circuitos de seguridad intrínseca por lo que su empleo en minas grisúneas no es problema.

Dada la gran precisión de las técnicas extensométricas, los aparatos de medida pueden dimensionarse para que sus deformaciones sean del orden de 10^{-6} m., con lo cual resultan extraordinariamente robustos y fiables.

3.2.2.1. Células de carga extensométricas

En la figura 15 se muestran los detalles constructivos de una célula de carga extensométrica diseñada, puesta a punto y utilizada en nuestras medidas realizadas en Potasas de Navarra (1). Esta célula de carga tiene una capacidad de 20t, posee un aspecto sumamente compacto y consta de 13 piezas de las cuales 8 son resistencias extensométricas conforme se indica en la figura 16.

La célula tiene una precisión de $\pm 2\%$ y su coste no supera las 10.000 PTA. actuales. En la figura 17, se muestran los resultados obtenidos con uno de estos medidores en Potasas de Navarra.

3.2.2.2. Bulones extensométricos

Todos los instrumentos de control descritos hasta ahora controlan la tensión que existe en el extremo exterior. Ciertamente, como hemos indicado en la figura 12, la mayor concentración de traccio-

nes se produce en esa zona en condiciones normales, pero si en el interior de una roca bulonada se producen fuertes expansiones, puede ocurrir que se creen grietas que produzcan una nueva distribución de tensiones sobre el perno que no pueden ser controladas por los elementos que hasta ahora hemos descrito.

La solución para resolver este problema estriba en disponer a lo largo de un bulón varias resistencias extensométricas que una vez colocado éste, permiten conocer la distribución real de tensiones a lo largo del perno.

Esta solución, teóricamente correcta, es de difícil ejecución práctica, pues resulta aventurado garantizar el trabajo de las resistencias una vez se ha colocado el perno en la roca.

Existen dos generaciones de pernos extensométricos; en la primera las bandas extensométricas se colocaban en la periferia de los pernos (7) y (8) lo cual produce algunos fallos en las bandas extensométricas debido a la rotación que hay que comunicar al perno para colocarlo.

Los pernos de la segunda generación tienen las bandas extensométricas en su interior, de este tipo son las puestas a punto por el CERCHAR (9) y los utilizados por nosotros en las campañas de medida en Potasas de Navarra S.A. (1).

En la figura 18 se muestra el bulón extensométrico desarrollado en Potasas de Navarra que está construido a partir de un tubo hidráulico de acero,

con resistencia específica de 32 Kg/mm^2 , alargamiento del 281, diámetro exterior de 25 mm y espesor de pared de 4mm. El tubo hay que cortarlo longitudinalmente para colocar las bandas extensométricas y luego se vuelven a soldar las dos partes. La figura 19 muestra un detalle de las bandas una vez colocadas. Este bulón puede soportar 8,5t pero, si se desea, se pueden alcanzar 20t con espesor de tubo de 5 mm. y acero St52 que tiene, no obstante, menos alargamiento. La precisión que se consigue es del orden de 21. La figura 20 muestra los resultados obtenidos con uno de estos bulones instalados en Potasas de Navarra, S.A.

3.3. Observaciones estratoscópicas

Las observaciones visuales son muy importantes para controlar el estado del sostenimiento de una galería pues, salvo raras ocasiones, el colapso de una galería puede apreciarse a simple vista y, por otra parte, nunca debe tomarse una decisión sobre el sostenimiento de una galería sin haber observado "in situ" todas las circunstancias que concurren.

En cualquier caso las observaciones visuales deben limitarse a las superficies externas de una galería y, por esto, es necesario recurrir a las observaciones estratoscópicas para poder ver cual es el estado de deformación en el interior de los terrenos.

El estratoscopio es un instrumento simple ya que, en esencia, consta de una cabeza con una fuente luminosa y un sistema óptico que, por el interior de unos tubos, lleva hasta un ocular la imagen de la superficie lateral del taladro. Si se crean fisuras en el interior de los estratos, su evolución puede seguirse a lo largo del tiempo mediante un estra-

toscopio. En la figura 21, se muestran los elementos que componen un estratoscopio y en la figura 22, se ilustra la realización de observaciones estratoscópicas en Potasas de Navarra. Por las limitaciones del sistema óptico la profundidad máxima de observación está entre 9 y 12 m.

3.4. Sistema integrado de control

En la figura 23 se muestra el organigrama de un sistema integrado de control de la interacción terrenos-bulonaje que tiene por objeto conocer en cada momento el grado de reserva de seguridad que ofrece el bulonaje para poder adoptar decisiones con base científica sobre la necesidad o no de reforzar el bulonaje.

Este sistema de control se basa en la medida de las deformaciones de los terrenos y el control de las solicitaciones del sostenimiento. El sistema se desarrolla en tres fases: Instrumentación, Explotación y Decisión.

La fase de Instrumentación debe iniciarse en el momento mismo del trazaje de la galería y, después, cuando se coloca el sostenimiento. En esta fase deben colocarse estaciones de medida de convergencia, de expansión y medidores de tensión en los bulones. Esta fase finaliza al cabo de quince días ya que a lo largo de este periodo pueden acopiarse datos para un primer ajuste de la curva de convergencias.

La fase de Explotación tiene una duración limitada como máximo a la vida de la galería. Como término medio cada quince días deben hacerse lecturas de convergencias, expansión y tensión sobre los bulones.

Si las medidas de convergencia superan los valores deducidos a partir del ajuste realizado hay que contrastarlos

con medidas de expansión. Hay que recordar que un exceso de convergencia no supone el colapso de la galería, ya que ésta puede provenir del muro, aunque la convergencia excesiva puede crear graves problemas de utilización.

Si la expansión supera el límite prefijado deben realizarse observaciones estratoscópicas y revisar las medidas de tensión en los bulones.

En el caso del sostenimiento por bulonaje habitualmente se admite como límite de expansión el 2-2,5%, es decir, $20-25 \frac{mm}{m}$, (7), aunque en galerías perfectamente estables y utilizables en Potasas de Navarra hemos medido deformaciones del orden de $\frac{300}{m}$. Sólo las observaciones estratoscópicas pueden detectar una expansión concentrada en un punto que realmente puede ser peligrosa y debe conducir a reforzar el bulonaje con un sostenimiento portante. Con una situación como ésta, estamos en la fase de Decisión a la que también se puede llegar si la tensión sobre los elementos de sostenimiento supera el límite prefijado.

Sólo tras constatar que ~~si~~ existe una expansión superior al límite o que se supera la resistencia del bulonaje se debe adoptar la decisión de reforzar el sostenimiento; cualquier otra decisión es precipitada.

para lo cual debe ser ejercido un control sobre su deformabilidad y sobre sus características mecánicas.

La interacción terreno-bulonaje debe ser controlada a lo largo de toda la vida de la galería; para ello es necesario medir las convergencias y expansiones de los terrenos y los esfuerzos que soporta el sostenimiento.

Gracias a las investigaciones llevadas a cabo durante ocho años en HUNOSA y POTASAS DE NAVARRA se han puesto a punto una instrumentación que permite desarrollar un sistema integral de control en tres fases:

- Instrumentación
- Explotación
- Decisión

Sólo debe decidirse el refuerzo del bulonaje si se comprueba la existencia de una grieta de tracción superior al límite prefijado si las sollicitaciones sobre el bulonaje superan su capacidad resistente.

4.- CONCLUSIONES

El control del bulonaje debe ejercerse sobre la calidad del anclaje y sobre la interacción del terreno y bulonaje. El control del anclaje puede hacerse mediante ensayos a tracción aunque es necesario controlar otras circunstancias que pueden producir un anclaje deficiente. Estas circunstancias pueden ser debidas al bulonaje: longitud, diámetro del taladro y calidad de los pernos,

5.- BIBLIOGRAFIA

- (1).- CELADA, B.; FUENTE, A.M.
Influencia de la superficie de los pernos enclavados con resina sobre su comportamiento dinámico.
Rocas y Minerales, Septiembre 1973.
- (2).- Suggested Methods for Rockbolting Testing.
International Society for Rock Mechanics.
Committee on Field Test. Doc. n° 2, Marzo 1975
- (3).- Cátedra de Laboreo de Minas de la E.T.S.I.M. de Oviedo.
Investigación sobre las aplicaciones del bulonaje a la resina.
HUNOSA, NITROIL, S.A. 1973
- (4).- RAFFOUX, J.F.; SINOUE, P.; TINCÉLIN, E.
Le boulonnage des voies et des galeries minières
Revue de L'Industrie Minière, Diciembre 1970.
- (5).- STEARS, J.H.
Evaluation of a penetrometer for estimating rock-bolt anchorage.
U.S. Bureau of Mines, R.I. 6646,
- (6).- SIKORA, W.; KIDYBINSKI, A.
Etude de la stabilité des roches en vue de choisir le meilleur soutènement dans une voie.
6^{ème} Conférence Internationale sur les Pressions des Terrains.
Banff, Septiembre 1977.
- (7).- BACHACOU, J.; LALLEMENT, B.
Contribution à l'étude du comportement des voies boulonnées en terrains houillères.
Université de Nancy, 18 Noviembre 1972.

- (8).- MADE, L.V.; KWITOWSKI, A.J.; JUDEIKIS, J.F.
Etude de boulons d'ancrage entièrement à la résine.
6^{ème} Conférence Internationale sur les Pressions des Terrains
Banff, Septiembre 1977.
- (9).- POIROT, R.
Boulons de mesures équipés de jauges extensométriques
CERCHAR 75-76 219014, 14 Octobre 1974

141

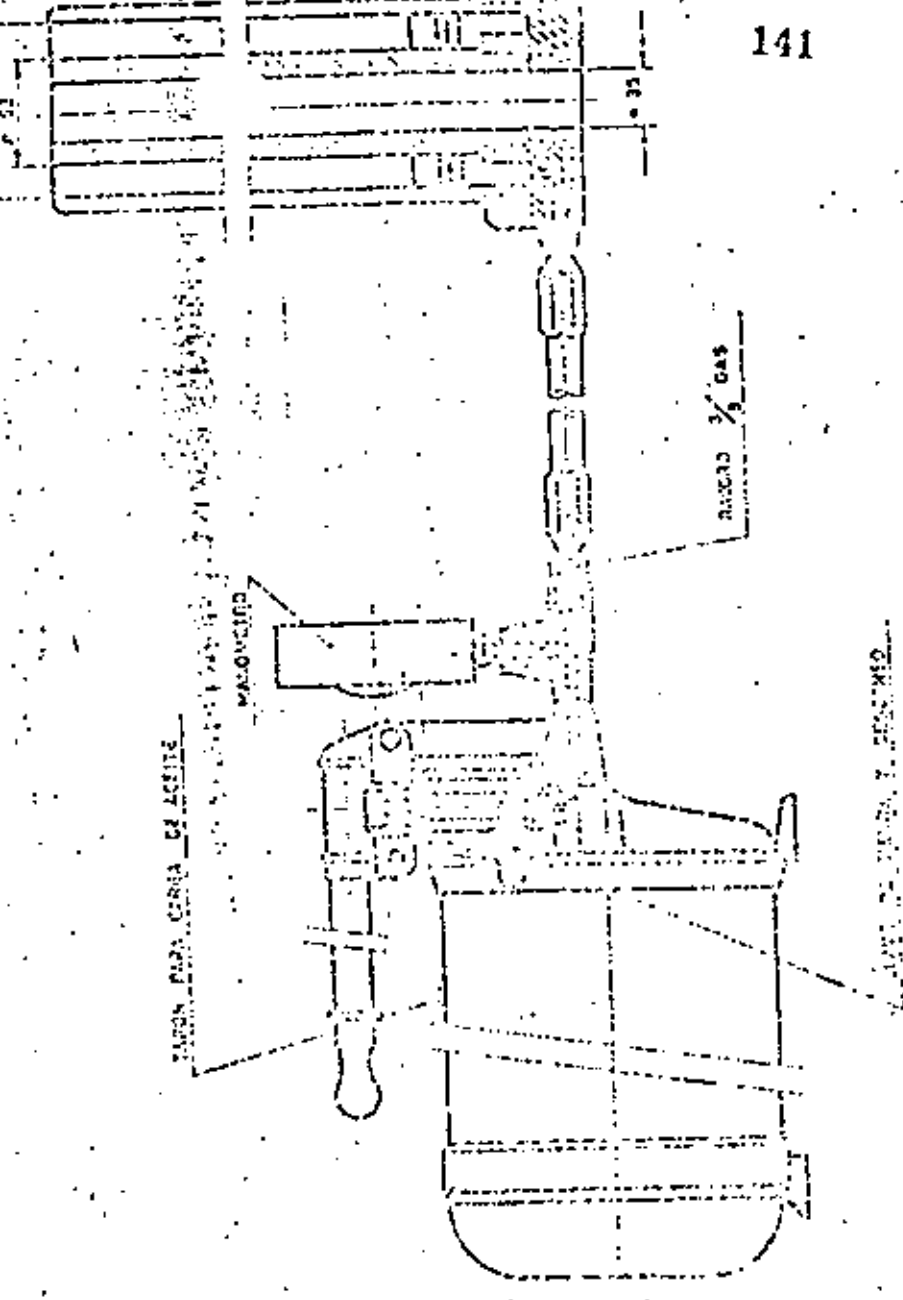
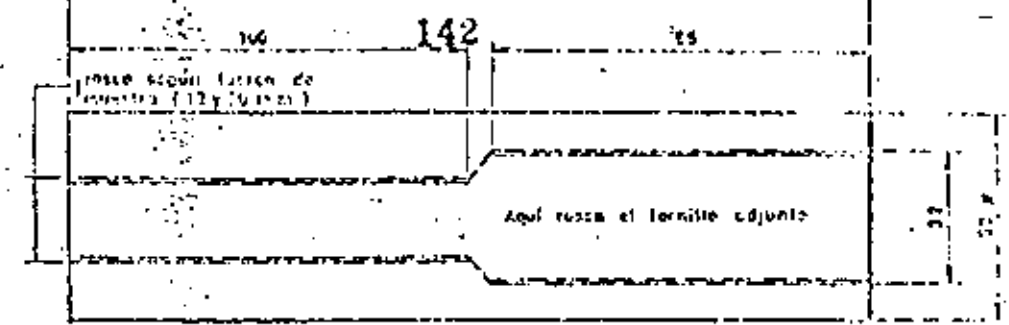
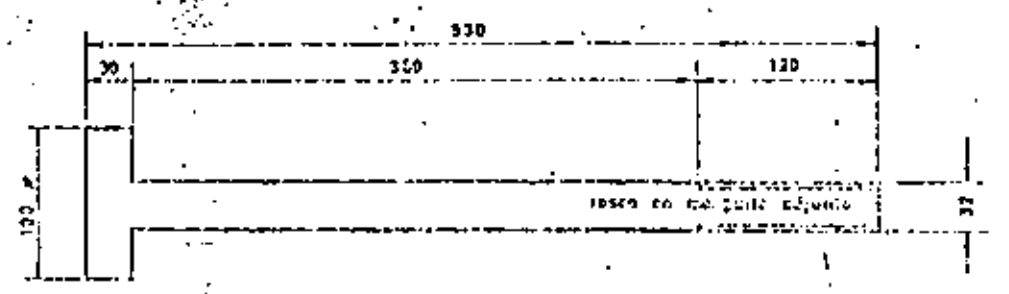


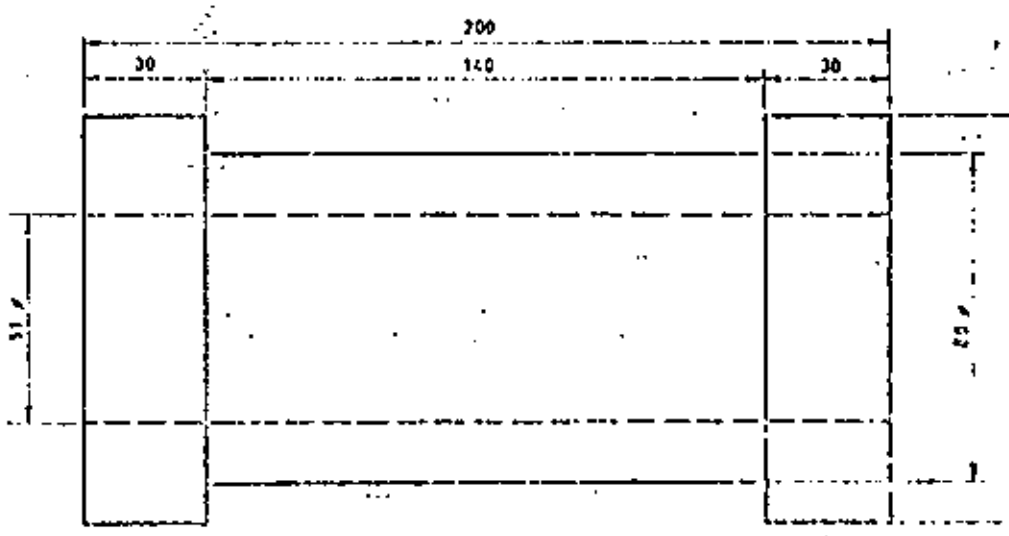
Fig. 1 - BUNTO PRODUCCION ACERO...
SISTEMA DE...
"HERRERA"



MANGUITO Acero F-125 Escala 1:1,5



TORBILLO Acero F-125 Escala 1:4



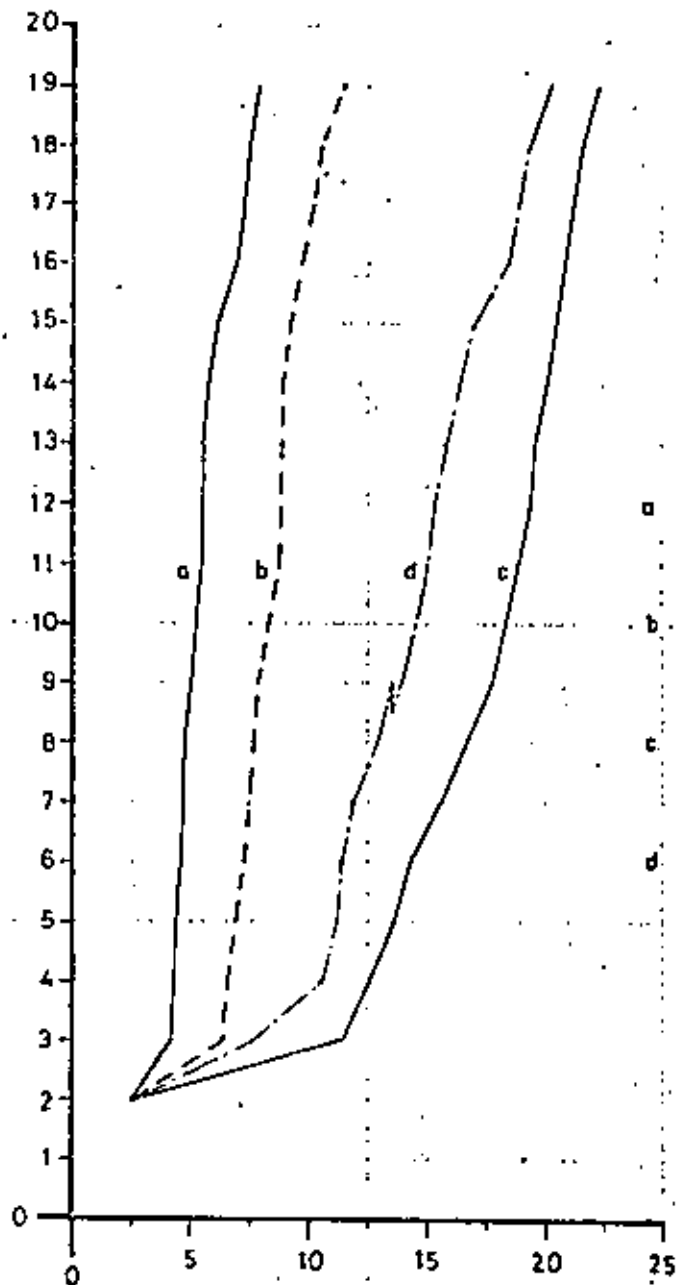
SOPORTE Escala 1:1,5

Fig. 2 - ELEMENTOS DE UNION PARA ENSAYOS DE TRACCION SOBRE PERROS YA COLOCADOS

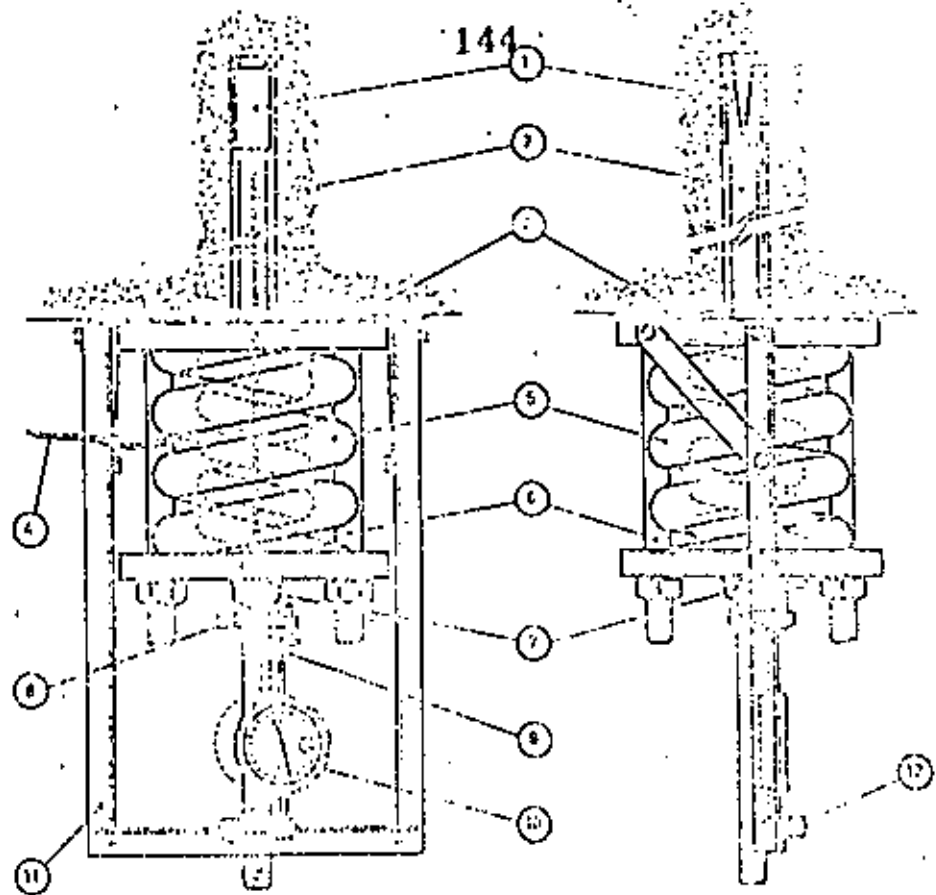
143

Carga / Tn.

Fig. 5



DUREZA SCHMIDT	
Antes del ensayo	Después del ensayo
$\bar{x} = 44,50$	$\bar{x} = 38,30$
$\sigma = 7,21$	$\sigma = 8,35$
$\bar{x} = 40,90$	$\bar{x} = 33,60$
$\sigma = 7,23$	$\sigma = 9,40$
$\bar{x} = 42,60$	$\bar{x} = 30,23$
$\sigma = 7,15$	$\sigma = 9,03$
$\bar{x} = 36,90$	$\bar{x} = 27,40$
$\sigma = 7,76$	$\sigma = 10,01$



- 1 - Anclaje de expansión.
- 2 - Perno de acero.
- 3 - Cementado de asiento.
- 4 - Resistencias extensométricas.
- 5 - Huelle cable.
- 6 - Diferencia de fijación.
- 7 - Tierra de bulto.
- 8 - Iserca de cemento.
- 9 - Extremo de tracción.
- 10 - Indicador.
- 11 - Base del de acero.
- 12 - Placa de apoyo del indicador.

Fig. 6 - DISPOSITIVO DE ENSAYO A TRACCION
BAJO CARGA PERMANENTE.

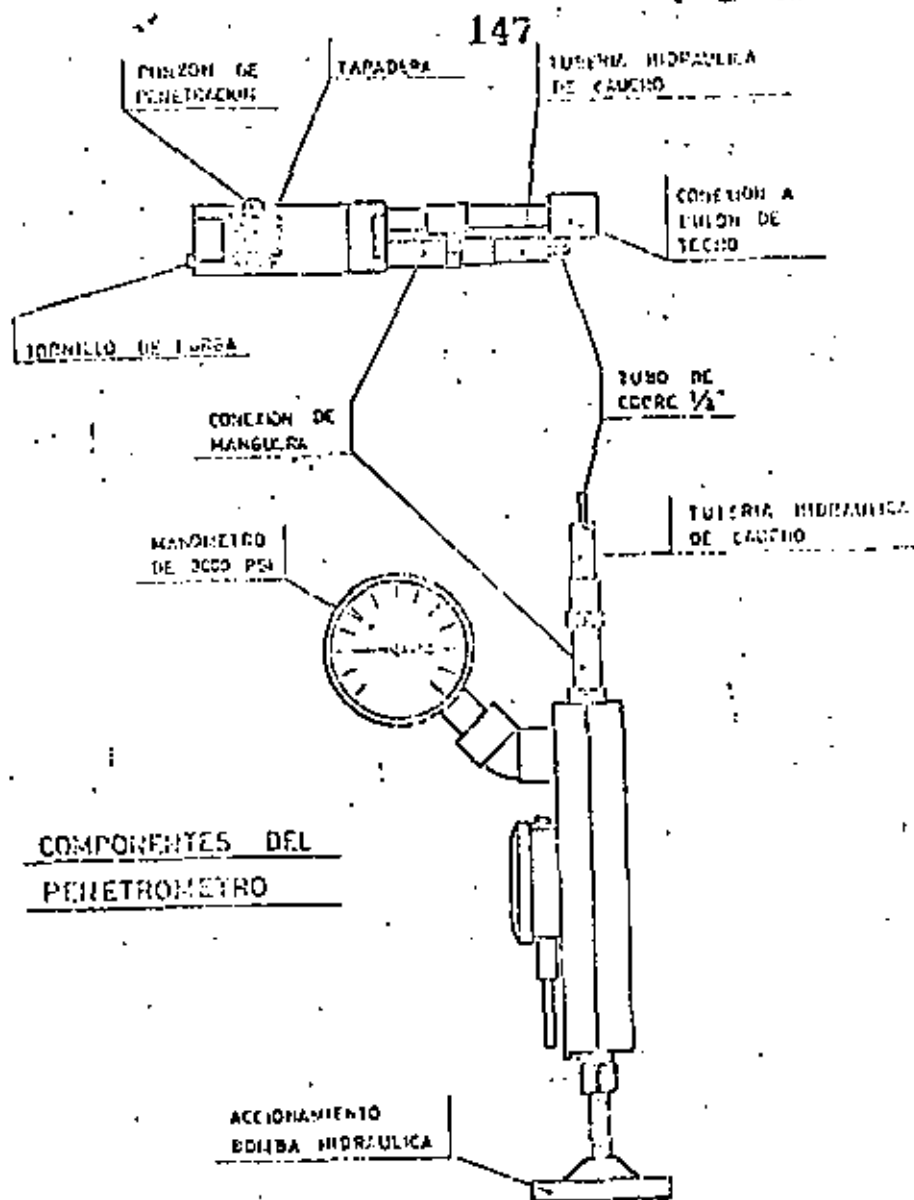


Fig. 9 - PENETROMETRO DE "STEAR'S".

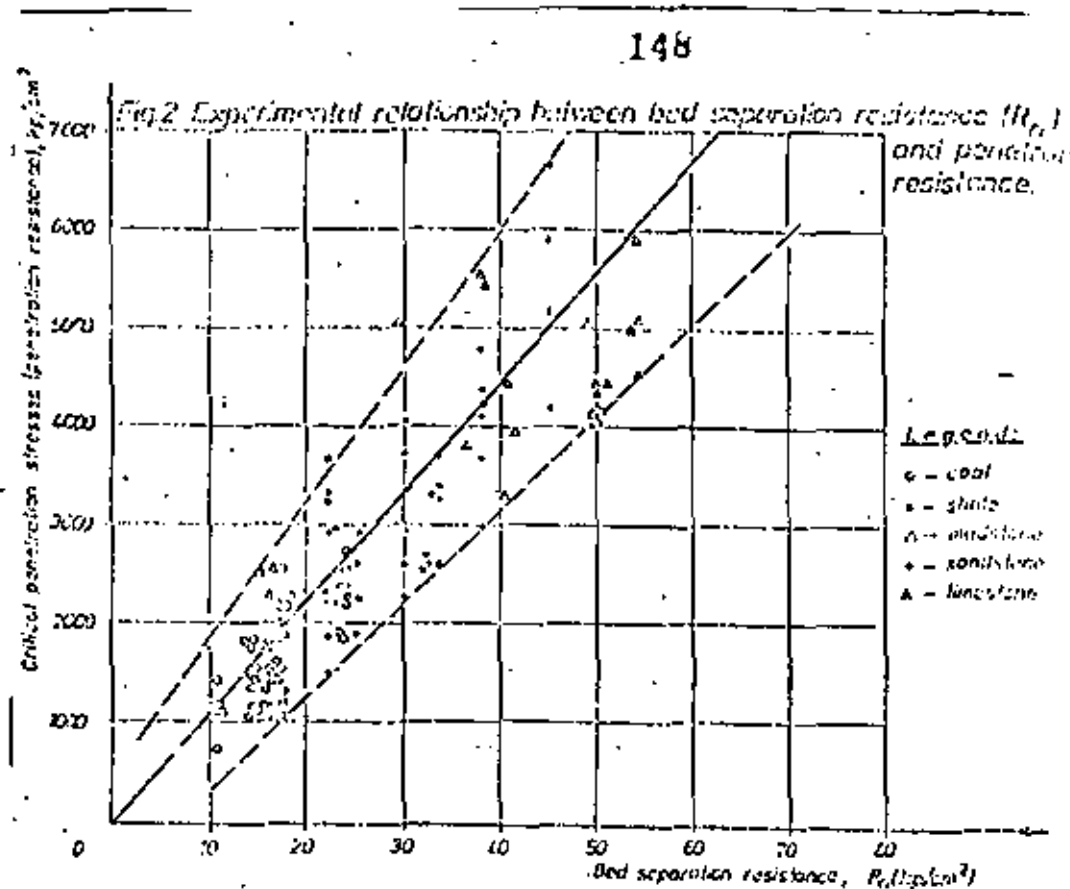


Fig. 10 RESULTADOS DE LAS MEDIDAS DEL PENETROMETRO RESPECTO A LA RESISTENCIA A TRACCION

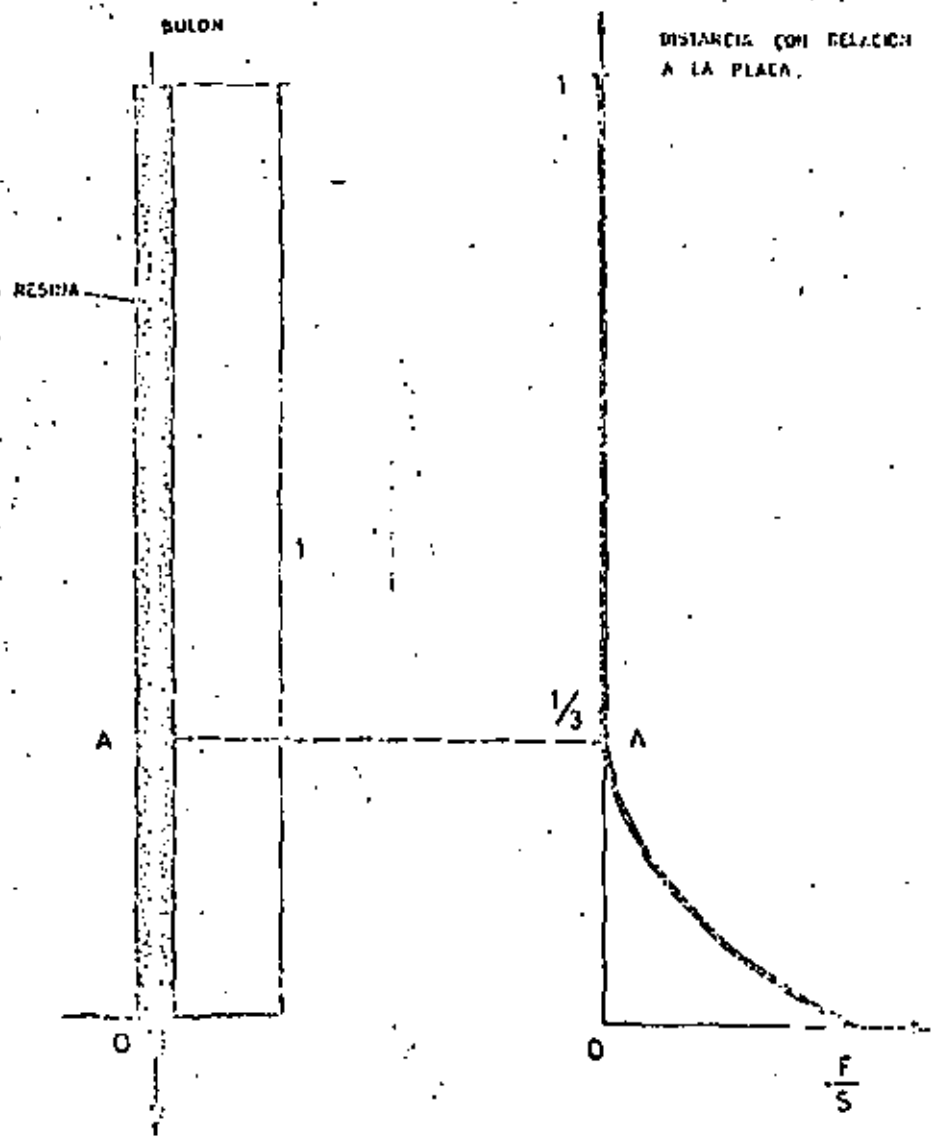
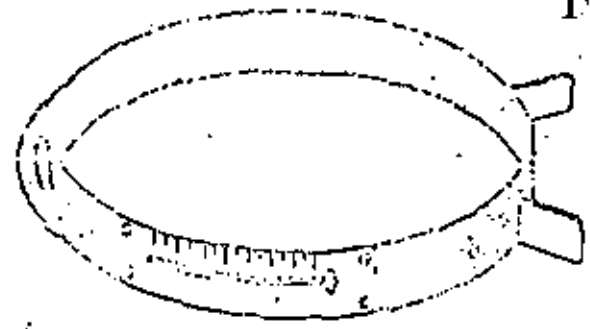
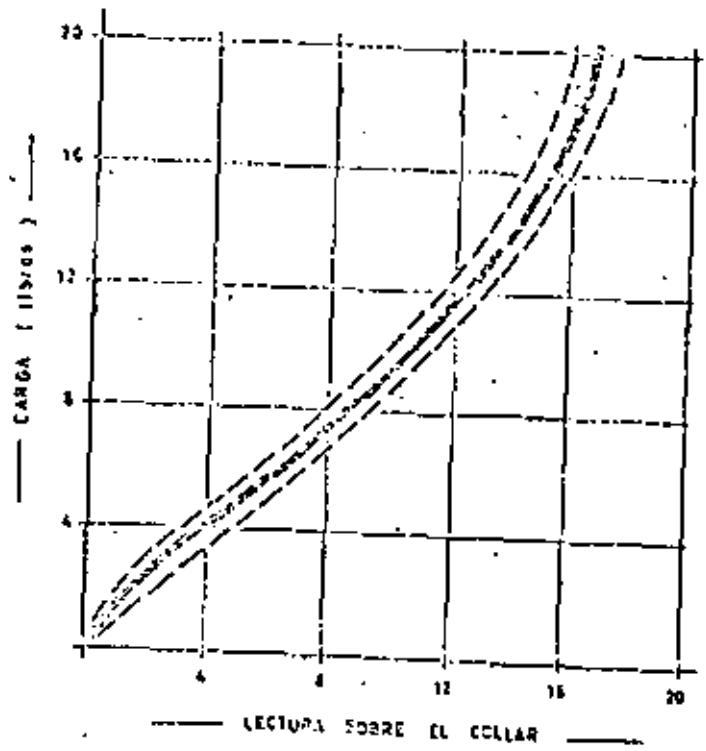


Fig. 12 - REPARTO DE TENSION EN UN PERNO O ANCLAJE REPARTIDO (TINCEN).



Collar graduado para las almohadillas de compresión.

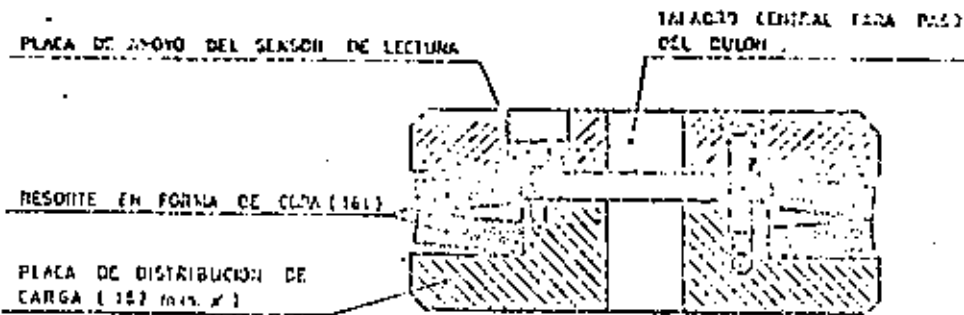


Curva de ensayo de una almohadilla de compresión.

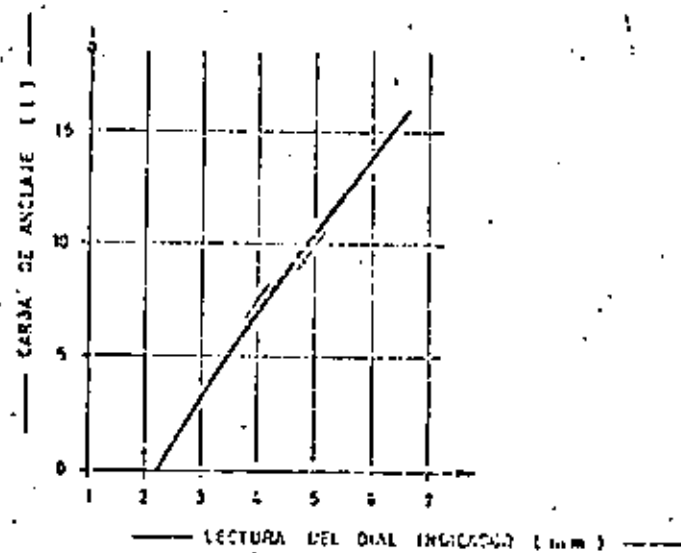
Fig. 13 - ALMOHADILLA DE COMPRESION.



151



a.) - ELEMENTOS DE LA CELULA.



b.) - DIAGRAMA DE CALIBRADO.

Fig. 14 -- CELULA DE CARGA "INTERFELS".

152

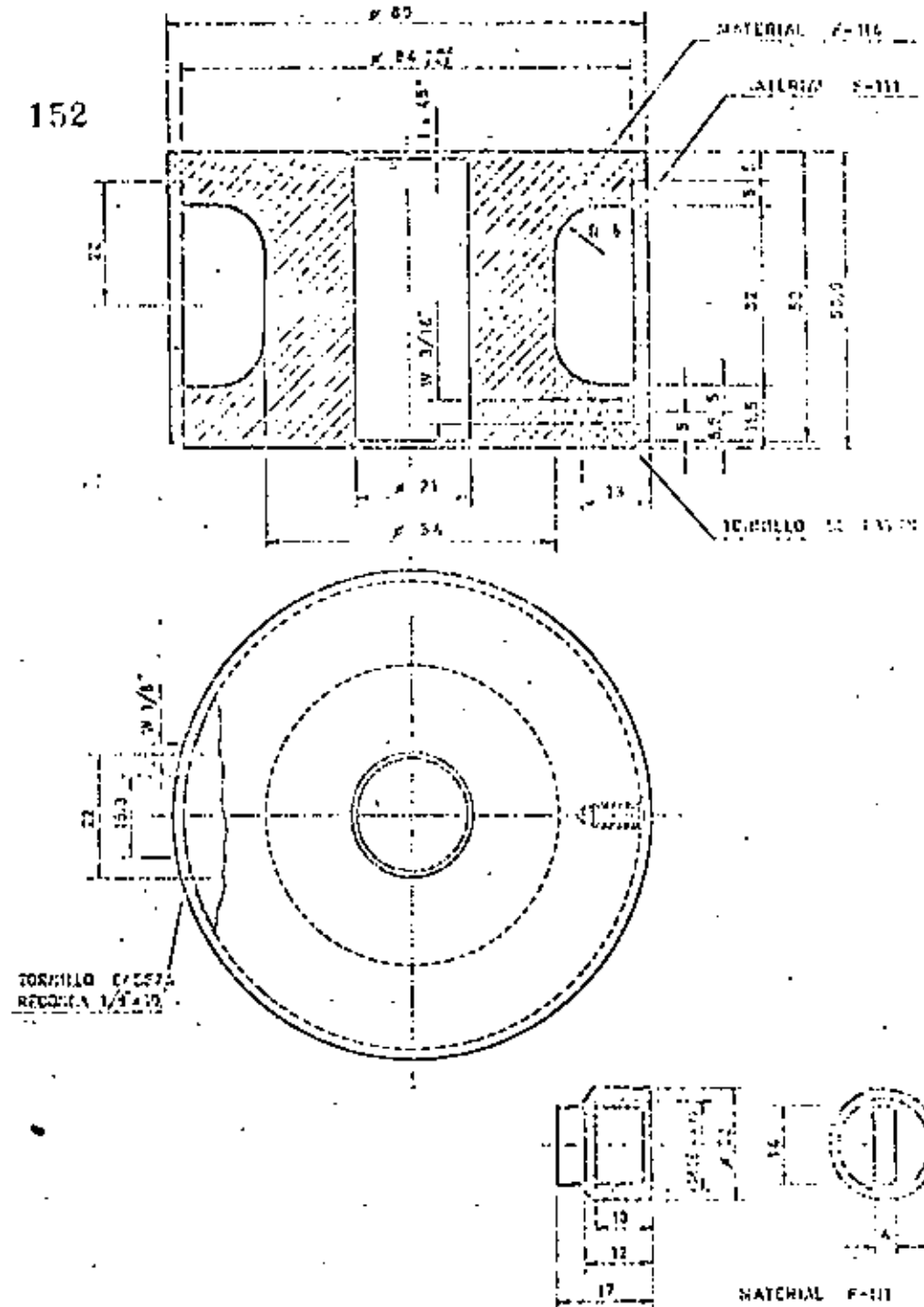


Fig. 15 -- CELULA DE CARGA PARA BULONES HASTA 20 L. UTILIZADA EN P.D.N.



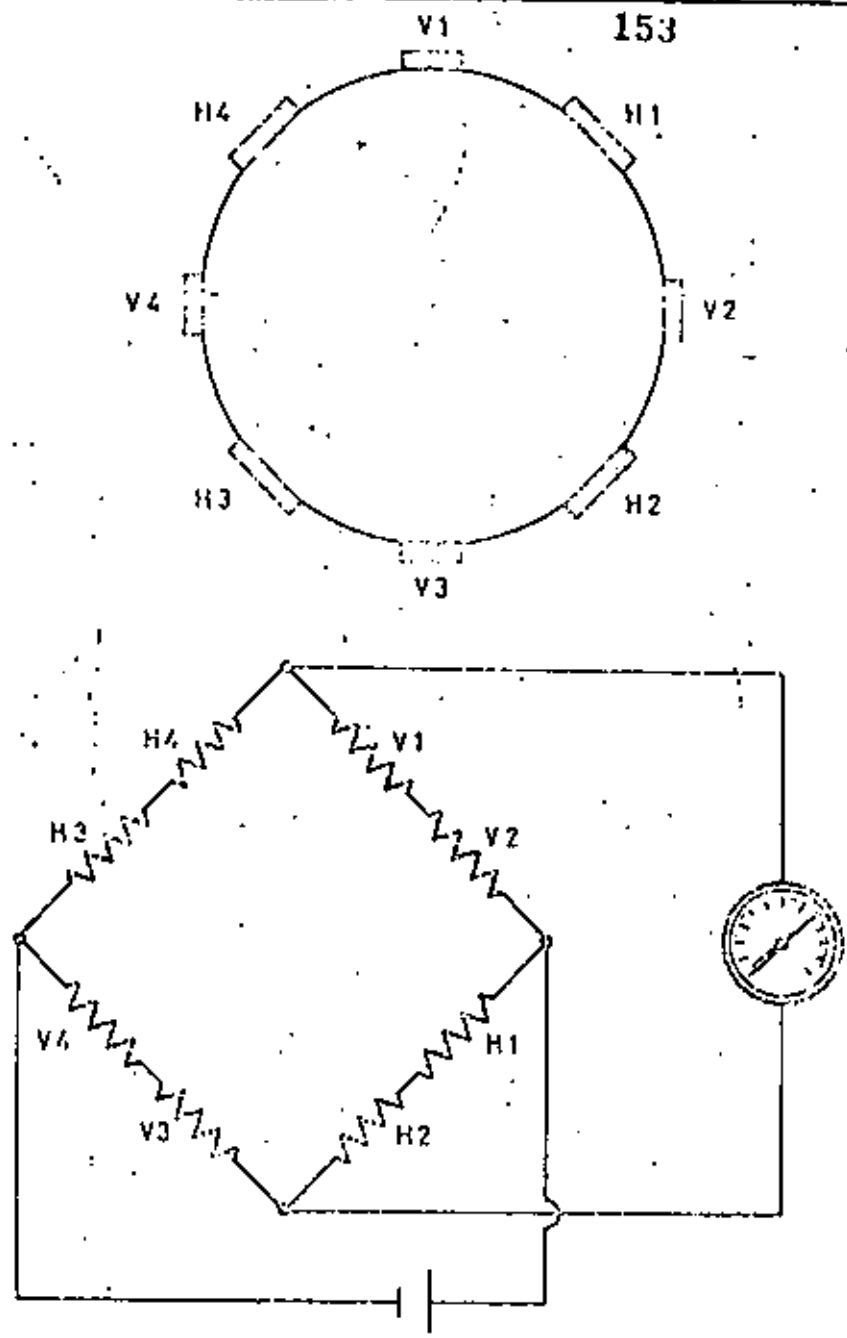


Fig. 16 -- CONEXION DE LAS RESISTENCIAS DEL MEDIDOR DE TENSION UTILIZADO EN P.D.M.

IDENTIFICACION 1 9-75
 FECHA INSTALACION 10-6-75
 LUGAR : GALERIA JN-20
 PROFUNDIDAD DE LA GALERIA 1 878 m.

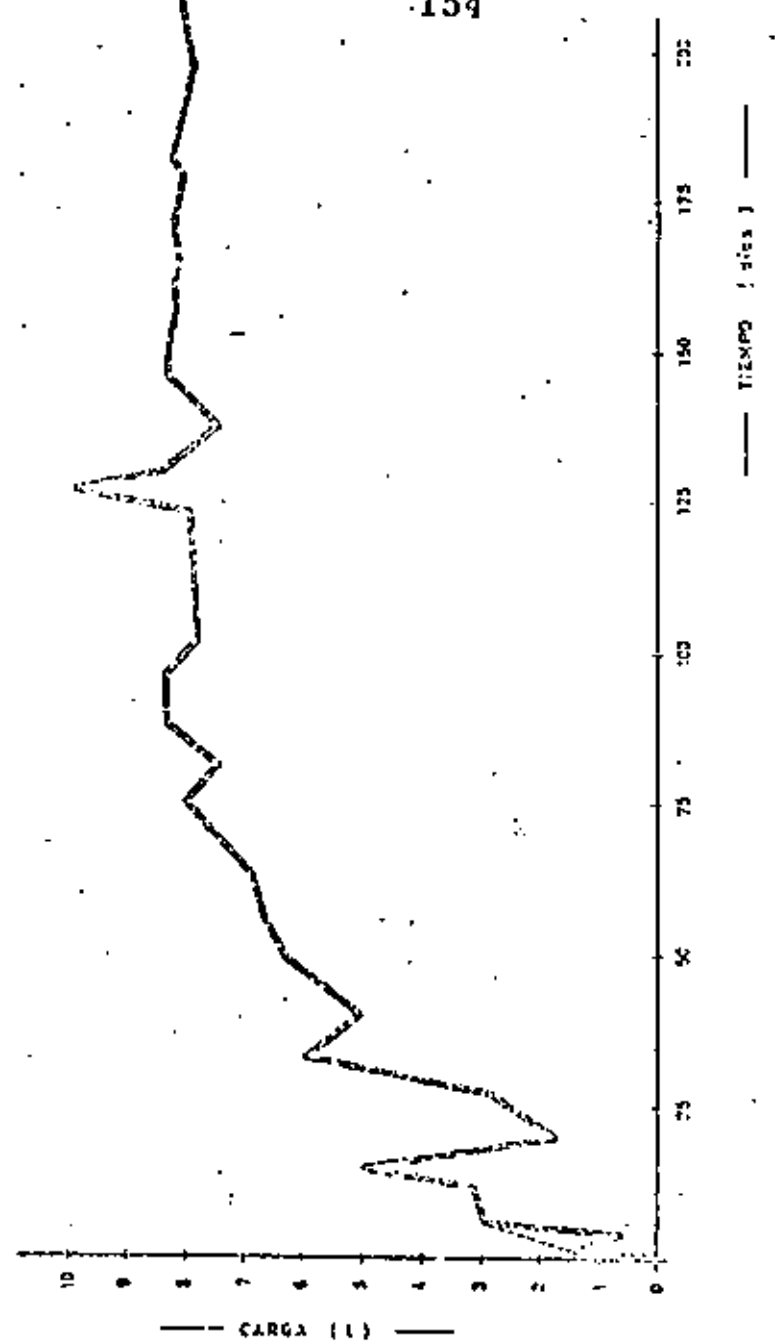


Fig. 17 -- RESULTADOS OBTENIDOS CON UN MEDIDOR DE TENSION PARA CULOMBES UTILIZADOS EN P.D.M.

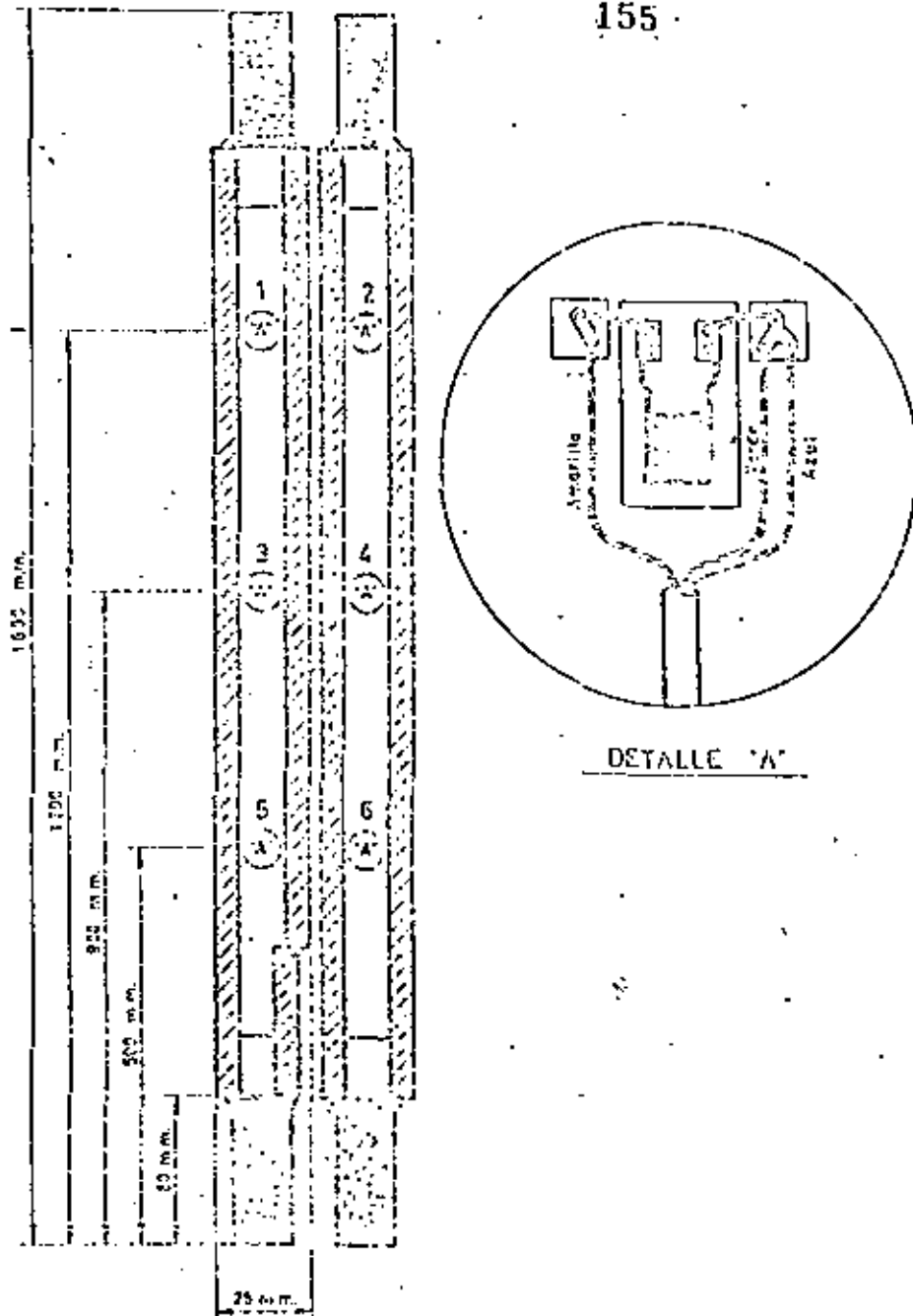


FIG. 18 -- DISPOSICION DE RESISTENCIAS EN EL BULBO
EXTENSOMETRICO UTILIZADO EN P.D.H.

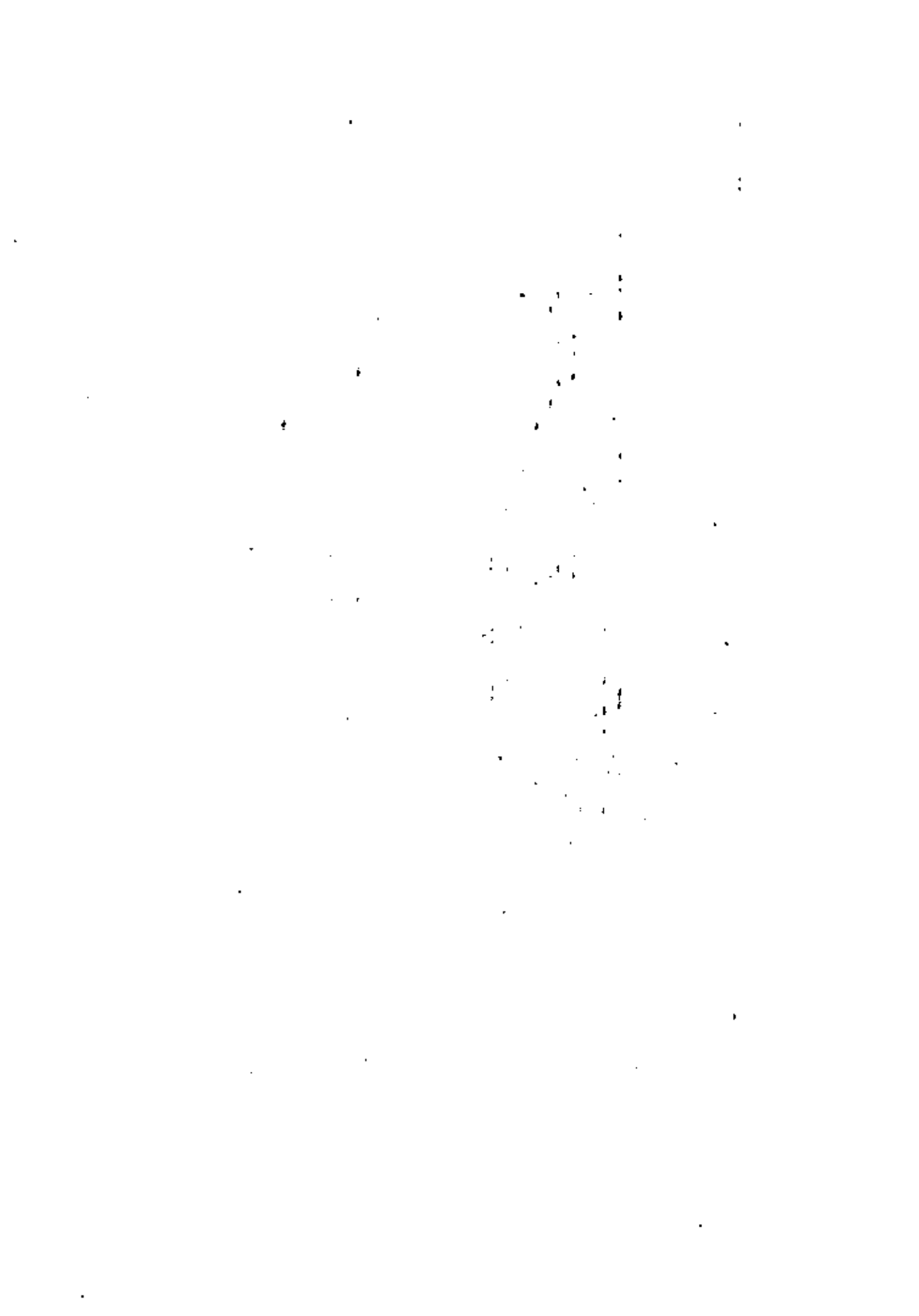
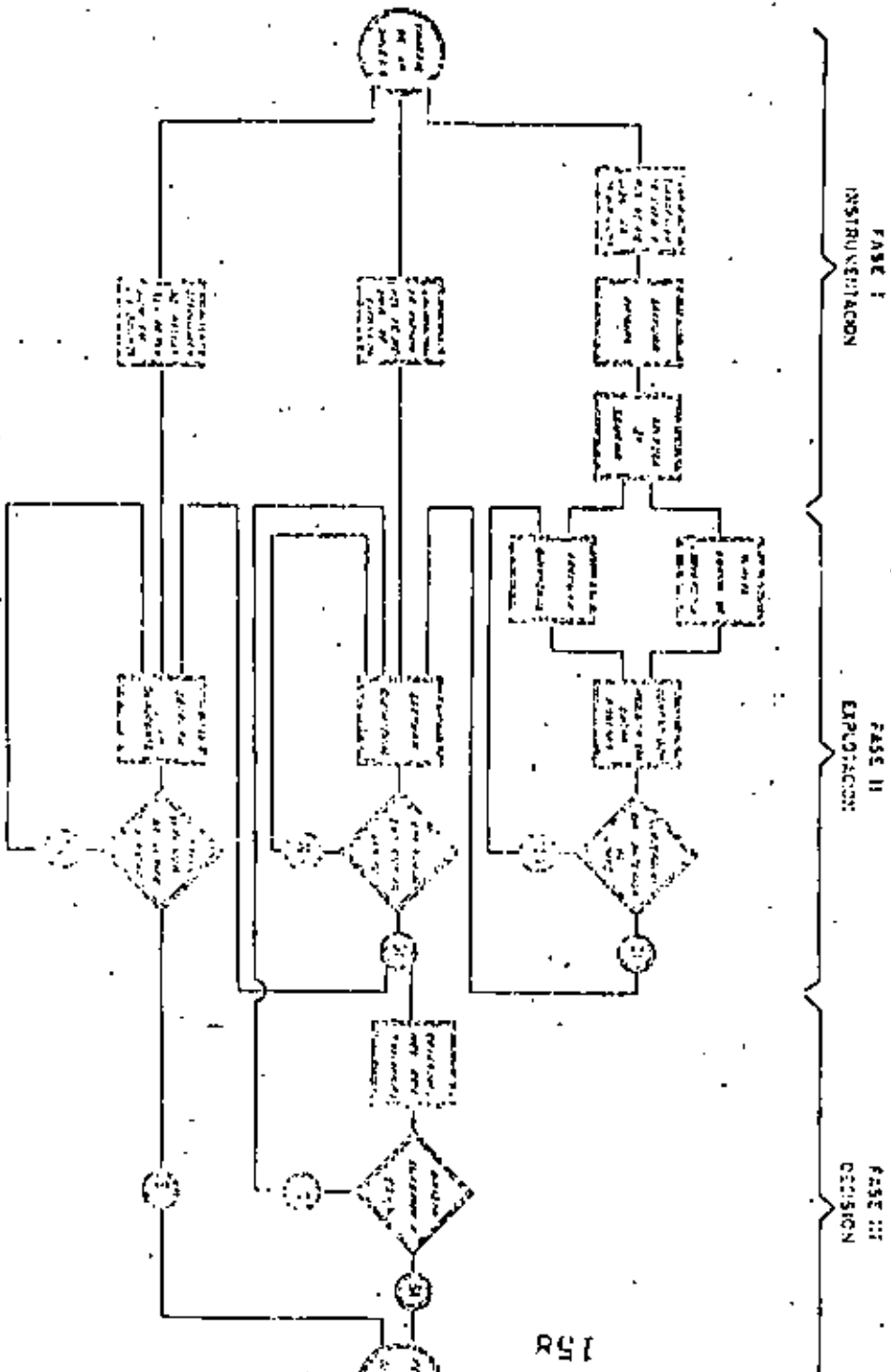


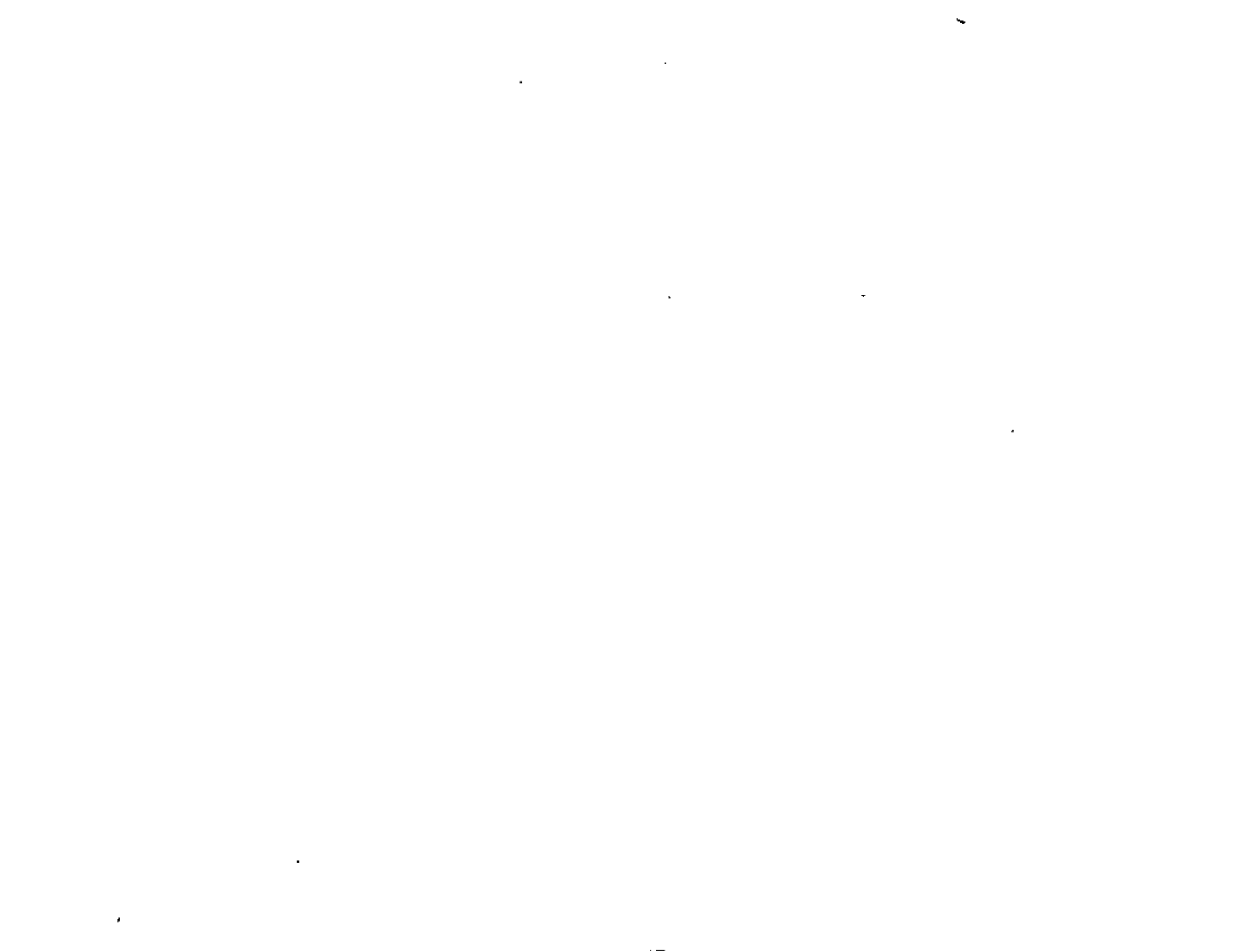
FIG. 23 - SISTEMA DE CONTROL DEL ANCLAJE



CONTROL DEL BULONAJE

Benjamín Celada Turrado
 Doctor Ingeniero de Minas

- 1.- Introducción
- 2.- Control de los elementos de bulonaje
 - 2.1. Pernos
 - 2.2. Anclaje
 - 2.3. Terrenos
 - 2.3.1. Control de la deformabilidad
 - 2.3.2. Control mecánico
 - 2.4. Barreros de bulonaje
- 3.- Control de la interacción bulonaje-terreno
 - 3.1. Medida de deformaciones
 - 3.2. Control de la tensión sobre los bulones
 - 3.2.1. Elementos mecánicos
 - 3.2.1.1. Almohadillas de compresión
 - 3.2.1.2. Llaves dinamométricas
 - 3.2.1.3. Células de carga
 - 3.2.2. Elementos extensométricos
 - 3.2.2.1. Células de carga extensométricas
 - 3.2.2.2. Bulones extensométricos
 - 3.3. Observaciones estratoscópicas
 - 3.4. Sistema integrado de control
- 4.- Conclusiones
- 5.- Bibliografía





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION

SOSTENIMIENTO DE TAJOS LARGOS

DR. BENJAMIN CELADA TANAMES

JULIO, 1982



SOSTENIMIENTO DE TAJOS LARGOS

Benjamín Celada Tamames
Dr. Ingeniero de Minas

1.- INTRODUCCION

2.- MECANICA DE LOS TERRENOS EN UN TAJO

2.1 Distribución de tensiones alrededor de un tajo.

2.1.1 Características del pico de presión.

2.1.2 Presiones en los bordes del tajo.

2.1.3 Movimientos en torno a un tajo.

2.2 Tratamiento del techo detrás del tajo.

2.3 Galerías en avance o en retirada.

3.- ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO EN TAJOS LARGOS

3.1 Índices técnicos de un sostenimiento autodesplazable.

3.1.1 Índices técnicos básicos.

3.1.2 Índices comparativos.

3.2 Tipos de sostenimiento autodesplazable.

3.2.1 Pilas.

3.2.2 Escudos.

3.2.3 Pilas-escudo.

4.- CALCULO DEL SOSTENIMIENTO DE TAJOS LARGOS

4.1 Teoría de JACOBI.

4.2 Teoría de WILSON.

4.3 Tendencias actuales en el cálculo de sostenimiento -
de tajos largos.

5.- CONDICIONES PARA LA ELECCION DE UN SOSTENIMIENTO DE TAJO

5.1 Condicionantes geométricos de la capa a explotar.

5.1.1 Adaptabilidad a la potencia.

5.1.2 Estabilidad.

5.2 Condicionantes del método de explotación.

5.2.1 Tajos de hundimiento.

5.2.2 Tajos de soutirage.

5.2.3 Tajos con relleno.

5.3 Condicionantes geotécnicos

5.3.1 Superficie descubierta de techo.

5.3.2 Competencia del techo.

5.4 Exigencias de seguridad.

5.4.1 Paso del personal.

5.4.2 Ventilación.

6.- CONCLUSIONES

7.- BIBLIOGRAFIA



SOSTENIMIENTO DE TAJOS LARGOS

Benjamín Celada Tamames
Dr. Ingeniero de Minas

1.- INTRODUCCION

En la minería sedimentaria existen dos sistemas de explotación preponderantes: CÁMARAS Y PILARES Y TAJO LARGO. El método de Cámaras y Pilares se basa esencialmente en la existencia de techos de buena competencia y, dada la magnitud de la maquinaria que hay que emplear para obtener buenos rendimientos de transporte, está limitado a capas prácticamente horizontales. Por otro lado el método de cámaras y pilares exige el abandono de una cierta parte del mineral y para que esto no sea una cifra excesiva la profundidad de las explotaciones no debe ser muy elevada.

El método del tajo largo suple estas deficiencias ya que se pueden explotar capas con techos de la más variada calidad, con unos rendimientos parecidos o más elevados que los alcanzados con el método de Cámaras y Pilares incluso a profundidades elevadas.

Actualmente un tajo largo se puede materializar por un semicilindro de acero que se desplaza entre dos galerías en la capa que definen los límites del tajo. Dentro de este cilindro de acero se desplazan los hombres que trabajan en el tajo y las máquinas encargadas de realizar las operaciones elementales: ARRANQUE, CARGA Y TRANSPORTE. Fig.1.

La mayor parte de la producción de carbón europea se obtiene por tajos largos que explotan capas desde 0,80m -- hasta 5 m de potencia, Fig.2. también una parte de la potasa se extrae por este método en Potasas de Alsacia (Francia) y Potasas de Navarra (España), Fig.3. otro tanto sucede con la minería subterránea del fosfato en Túnez y Marruecos Fig.4; -- las minas de oro de Sud Africa que trabajan a casi 4.000m de profundidad emplean este sistema.

Incluso en U.S.A., donde tradicionalmente se ha explotado por cámaras y pilares, el tajo largo ha tenido una -- evolución muy positiva en los últimos años tal como se ilustra en la figura nº5.

El progreso del tajo largo ha sido posible gracias a los esfuerzos realizados en dos campos concretos de la técnica de explotación de minas: el CONTROL DE ESTRATOS y el DISEÑO DE SOSTENIMIENTOS MECANIZADOS.

En esta conferencia nos vamos a ocupar de la mecánica de los terrenos en torno a los tajos largos y de la utilización de los sostenimientos mecanizados.

2.- MECANICA DE LOS TERRENOS EN UN TAJO LARGO

Los terrenos sedimentarios se consideran habitualmente medios ortótropos de tal forma que en un plano horizontal los terrenos son isotrópicos mientras que en la dirección de la vertical existe variación en las propiedades mecánicas de los terrenos. En estas condiciones las tensiones principales en un punto, situado a una profundidad H , en un terreno sedimentario están dadas por

$$\sigma_z = \int_0^H \rho \cdot dz \quad (1)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = K \sigma_z \quad \text{siendo}$$

$$0 < K \leq 1$$

Si se admite que los terrenos se comportan elásticamente en condiciones de deformación uniaxial se cumple que

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (2)$$

Siendo ν el coeficiente de Poisson. Como habitualmente $0,25 < \nu < 0,3$ resulta que $0,33 < K < 0,43$.

A veces también se supone $K = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \quad (3)$

siendo ϕ el ángulo de rozamiento interno. La explotación de un tajo supone la creación de un hueco y, al igual que sucede en el caso de las galerías, el estado tensional se modifica -- sustancialmente tal como vamos a ver a continuación.

2.1. Distribución de tensiones alrededor de un tajo.

Si imaginamos un tajo en marcha de truzero y estudiamos la distribución de las tensiones verticales en su entorno tenemos una configuración como la que se indica en la figura 6. En ella se pueden distinguir tres zonas perfectamente diferenciadas. A una cierta distancia del frente, unos 80m por delante y unos 250m por detrás, puede considerarse que no inciden los efectos del tajo razón por la que puede considerarse que la tensión vertical es la correspondiente al peso de los terrenos, es decir

$$\sigma_z = \rho \cdot h.$$

6

Por delante del frente, entre 1 y 80m, la presión vertical se acrecienta hasta alcanzar, en las proximidades del frente, un valor de pico comprendido entre 2 y 8 veces la presión inicial. En esta zona los terrenos están fuertemente comprimidos y, si la profundidad es suficiente, las rocas pueden fracturarse.

Inmediatamente detrás del pico de presión, esta cae bruscamente de tal forma que en la calle de trabajo no existe prácticamente presión, produciéndose una zona de distensión.

La presión vertical en la zona del hundimiento es -- obviamente nula pues los terrenos están fragmentados y esponjados y progresivamente se va produciendo una compactación de los terrenos hundidos, aumentando progresivamente la presión vertical existente, hasta que se restablecen las presiones -- existentes.

De esta distribución debemos retener dos ideas fundamentales: delante del tajo se crea una onda de sobrepresión y detrás del frente del tajo los terrenos están distendidos.

2.1.1. Características del pico de presión.

La distribución indicada en la figura 6 es esquematizada y las cifras que se han indicado dependen esencialmente de la estratigrafía, profundidad a que se encuentra el tajo y velocidad de avance de la explotación.

En la figura 7 se ilustra la influencia de la estratigrafía sobre la posición y magnitud del pico de presión. -- Cuando la capa de carbón es más competente que los hastiales, caso típico de la minería británica donde en el techo de los tajos se deja una estrecha capa de carbón "top coal", el máximo de presión es muy elevado está comprendido entre 5 a 8

veces la tensión del macizo virgen y está muy próximo al frente. Por el contrario en la cuenca del Ruhr la capa de carbón es mucho menos resistente que los hastiales. En este caso el pico de presión es mucho más pequeño, pues suele estar comprendido entre 2 y 5 veces la presión de recubrimiento, y la posición del pico de presión está mas alejada ya que por término medio está situada entre 5 y 10 m del frente.

WILSON(1980) ha dado unas expresiones que permiten estimar cuantitativamente las presiones existentes en torno a un tajo empleando como criterio de rotura para la roca no plastificada

$$\sigma_1 = \sigma_0 + R \sigma_3 \quad (4)$$

y para la roca rota o plastificada

$$\sigma_1^* = R \cdot \sigma_3^* \quad (5)$$

Donde σ_1 y σ_3 son las tensiones principales; σ_0 la resistencia a compresión uniaxial del macizo y R es el factor de triaxialidad definido por

$$R = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (6)$$

Numerosos ensayos realizados en terrenos carboníferos han permitido a WILSON determinar los siguientes valores:

2 < R < 3	Rocas sedimentarias blandas
R = 4	Carbón y rocas encajantes
5 < R < 6	Arenisca

Evidentemente según (3) se cumple que $R = \frac{1}{K}$

El pico de presión está dado por la expresión:

$$\sigma_z = R \cdot q + \sigma_0 \quad (7) \quad \text{donde}$$

σ_z = valor máximo de presión (zona elástica)

K = factor de triaxialidad

q = presión de los terrenos de recubrimiento (p. H)

σ_0 = resistencia a compresión uniaxial del macizo

La resistencia a compresión simple del macizo rocoso puede estimarse a partir de la resistencia a compresión simple de la roca intacta σ_c mediante la expresión:

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_c}{f} \quad (8)$$

los valores de f están dados por

f = 1	Roca masiva, sin fractura de ningún tipo
f = 2	Espaciamiento de la fracturación muy grande o rocas fuertes estratificadas
f = 3	Rocas masivas fracturadas
f = 4	Rocas débiles o claramente fracturadas
f = 5	Rocas muy fracturadas
f = 6-7	Rocas muy fracturadas en las proximidades de las fallas

La estratigrafía de la capa influye en los otros parámetros de la distribución de tensiones. Así si los hastiales son competentes y solo se plastifica la capa de carbón tenemos:



* Radio de plastificación:

$$x_b = \frac{M}{F} \ln \left(\frac{q}{p + p'} \right) \quad (9) \quad \text{donde}$$

M = potencia de la capa en metros

$$F = \frac{R-1}{R} + \left(\frac{R-1}{R} \right)^2 \operatorname{Arctg} \sqrt{R} \quad (\text{Nota } \operatorname{Arctg} \sqrt{R} \text{ se expresa en radianes)}$$

p' = resistencia residual del macizo de carbón.

* Distribución de tensiones en zona plastificada

$$\sigma_z(x) = (p + p') \cdot R \cdot e^{x \cdot \frac{F}{M}} \quad (10)$$

x = distancia del borde del tajo al punto considerado

* Distribución de tensiones en la zona elástica

$$\sigma_z(x) = q + (\hat{\sigma}_z - q) \cdot e^{-\frac{x_b - x}{C}} \quad (11) \quad \text{donde}$$

$$C = \frac{0,15 H + x_b - \frac{M}{F} \cdot R}{(R-1) + 40 \cdot \frac{\sigma_0}{H}} \quad \text{con } N > 0,6 \cdot H \quad \text{y}$$

$$C = \frac{\frac{W}{2} \left(1 - \frac{W}{1,2 \cdot H} \right) + x_b - \frac{M}{F} \cdot R}{(R-1) + 40 \cdot \frac{\sigma_0}{H}}$$

Siendo W la distancia avanzada por el tajo desde su montaje --
Si resulta que tanto la capa de carbón como los hastiales se plastifican tenemos que:

* Radio de plastificación

$$x_b = \frac{M}{2} \left\{ \left(\frac{q}{p + p'} \right) \frac{1}{R-1} - 1 \right\} \quad (12)$$

* Distribución de tensiones en la zona plastificada

$$\sigma_z(x) = R(p + p') \left\{ \frac{x + \frac{M}{2}}{\frac{M}{2}} \right\}^{R-1} \quad (13)$$

* Distribución de tensiones en la zona elástica

$$\sigma_z(x) = q + (\hat{\sigma}_z - q) \cdot e^{-\left(\frac{x_b - x}{C} \right)}$$

(es la expresión (11) anterior) pero C está dada por:

$$C = \frac{0,15 \cdot H - \frac{M}{2}}{(R-1) + 40 \cdot \frac{\sigma_0}{H}} \quad \text{con } W > 0,6H \quad \text{y}$$

$$C = \frac{\frac{W}{2} \left(1 - \frac{W}{1,2 H} \right) - \frac{M}{2}}{(R-1) + 40 \cdot \frac{\sigma_0}{H}} \quad \text{con } W < 0,6H.$$

La figura n°8 ilustra la aplicación de estas fórmulas.
Como ejemplo aclaratorio consideremos el siguiente caso:

$$M = 1,32m ; H = 229m ; p = 0 ; p' = 0,1 \text{ MPa} ; R = 4 ;$$

$$\sigma = 25 \text{ MPa} ; f = 5 \quad \rho = 0,025 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3}$$

Con estos datos

$$\sigma_0 = \frac{\sigma}{f} = \frac{25}{5} = 5 \text{ MPa}$$

$$q = \rho \cdot H = 0,025 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3} \cdot 229\text{m} = 5,7 \text{ MPa}$$

El pico de presión vale según (7)

$$\hat{\sigma}_z = R \cdot q + \sigma_0 = 4 \cdot 5,7 + 5 = 27,8 \text{ MPa}$$

Supongamos ahora que los hastiales son competentes y solo se plastifica la capa de carbón; tenemos:

Radio de plastificación

$$x_b = \frac{M}{F} \ln \left(\frac{q}{p + p'} \right) \quad F = \frac{R-1}{\sqrt{R}} + \frac{(R-1)^2}{R} \text{Arctg} \sqrt{R}$$

$$F = \frac{3}{\sqrt{4}} + \left(\frac{3}{\sqrt{4}} \right)^2 \text{Arctg} \sqrt{4} = 4$$

$$x_b = \frac{1,32}{4} \ln \left(\frac{5,7}{0,1} \right) = 1,33\text{m}$$

Tensiones en la zona plastificada

$$\sigma_z = (p + p') \cdot R \cdot e^{x \frac{F}{M}}$$

$$\sigma_z = 0,1 \cdot 4 \cdot e^{\frac{4}{1,32} x} = 0,4 \cdot e^{3,03 \cdot x}$$

Tensiones en la zona elástica

$$\sigma_z = q + (\hat{\sigma} - q) \cdot e^{-\frac{x_b - x}{c}}$$

Supondremos $W > 0,6H$, que la situación normal en el sentido de avance de un tajo, y tenemos que:

$$c = \frac{0,15H + x_b - \frac{M}{F} R}{(R-1) + 40 \cdot \frac{\sigma}{H}}$$

$$c = \frac{0,15 \cdot 229 + 1,33 - \frac{1,32}{4} \cdot 4}{3 + 40 \cdot \frac{5}{229}} = 8,86$$

$$\sigma_z = 5,7 + (27,8 - 5,7) \cdot e^{\frac{1,33 - x}{8,86}} = 5,7 + 22,1 \cdot e^{\frac{1,33 - x}{8,86}}$$

En el caso de que tanto los hastiales como la capa estén plastificados resultaría:

Radio de plastificación.

$$x_b = \frac{M}{2} \left\{ \left(\frac{q}{p + p'} \right)^{\frac{1}{R-1}} - 1 \right\} \text{ es decir}$$

$$x_b = \frac{1,32}{2} \left\{ \left(\frac{5,7}{0,1} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\} = \underline{\underline{1,88m}}$$

Tensiones en la zona plastificada

$$\sigma_z = R (p + p') \left\{ \frac{x + \frac{M}{2}}{\frac{M}{2}} \right\}^{R-1} \text{ es decir}$$

$$\sigma_z = 4 \cdot 0,1 \left(\frac{x + \frac{1,32}{2}}{\frac{1,32}{2}} \right)^3 = 0,4 \left(\frac{x + 0,66}{0,66} \right)^3$$

Tensiones en la zona elástica

$$\sigma_z = q + (\hat{\sigma}_z - q) \cdot e^{-\frac{(x_b - x)}{c}} = \frac{0,15H - \frac{M}{2}}{(R-1) + 40 \cdot \frac{\sigma_0}{H}}$$

es decir-

$$c = \frac{0,15 \cdot 229 - \frac{1,32}{2}}{(4-1) + 40 \cdot \frac{5}{229}} = 8,7$$

$$\sigma_z = 5,7 + (27,8 - 5,7) \cdot e^{\frac{1,88 - x}{8,7}}$$

$$\sigma_z = 5,7 + 22,1 \cdot e^{\frac{1,88 - x}{8,7}}$$

Podemos observar que el pico de presión, cuando solo se plastifica la capa, está a 1,33m del frente mientras que si los hastiales también se plastifican el pico de presión se sitúa a 1,88 m. Esto es lógico y coherente con lo expuesto antes ya que al ser los hastiales competentes estos aceptan una energía de deformación mucho mayor y descargan al trabajo que debe realizar la capa de carbón.

2.1.2. Presiones en los bordes del tajo

En los bordes del hueco creado por el avance del tajo, que están limitados por las dos galerías que sirven a la explotación, se crea una distribución de presiones similar, en el instante inicial, a la que existe delante del frente.

En la intersección del frente del tajo con las dos galerías de acceso se produce un efecto de acumulaciones de tensiones pues existe una interacción de los picos de presión del frente del tajo y del borde de la galería. La disposición global de presiones es la que muestra la figura N°9.

El efecto del tiempo se hace sentir y, dado que el pico de los bordes de taller es estático respecto al tiempo, el carbón que constituye el macizo se deforma bajo los efectos del pico de presión provocando un alejamiento del máximo de presión respecto al borde y una disminución en el valor del pico.

Por otra parte cuando las rocas son competentes frente al nivel de tensiones existentes el hundimiento detrás del tajo puede verse dificultado y, sobre todo, en la intersección del tajo con las galerías de acceso los problemas de hundimiento del techo pueden agravarse creandose efecto de placa que al romper puede producir unos efectos dinámicos importantes. La figura N°10 ilustra esta situación.

De lo expuesto sobre la distribución de presiones en los bordes del tajo debemos destacar que las intersecciones del tajo con las galerías de acceso son siempre puntos delicados que conviene controlar de forma especial.

2.1.3. Movimientos en torno a un tajo

En grandes líneas podemos afirmar que el avance de un tajo provoca un gran hueco que debe ser rellenado por los

terrenos circundantes, los movimientos necesarios para rellenar el hueco se ven facilitados por la onda de sobrepresión que precede al tajo que realiza el efecto de la fracturación natural y, si las rocas no son competentes, provoca la plasticificación de los terrenos que rodean al tajo. Esto se traduce en un hundimiento de los estratos del techo que se transmite hasta la superficie y un levantamiento de los terrenos del muro que tiene un efecto mucho menos acusado. La figura N°11 muestra la distribución de movimientos que se crean en torno a un tajo.

De esta distribución de movimientos debemos retener el hecho de que se produce una expansión del muro ya que esto tiene como consecuencia que los terrenos situados debajo de un tajo ya explotado están habitualmente distendidos y exentos de presiones por lo que esa zona es una ubicación ideal para las galerías de infraestructura.

Dejean (1972) ha cuantificado la expansión que se produce debajo de un tajo ya explotado que puede producirse mediante la expresión:

$$X = \frac{128 \cdot W}{\left(\frac{d}{100} \right) + 2,36}^{7,8} \quad (14) \quad \text{donde}$$

X = levantamiento de los terrenos del muro de una explotación en % de la potencia explotada.

W = potencia de capa explotada (m)

d = distancia vertical desde el punto considerado al muro de la capa (m)

La figura N°12 ilustra la aplicación de la expresión anterior.

2.2 Tratamiento del techo detrás del tajo

Existen dos posibles tratamientos a aplicar al techo detrás del tajo: hundimiento o relleno. Actualmente el método más popular es el primero ya que resulta el más económico pues to que son los terrenos del techo de la capa al derrumbarse y esponjarse tal como muestra la figura N°13

Sin embargo el hundimiento del techo detrás del tajo tiene dos repercusiones negativas que pueden ser muy importantes sobre la deformación de las galerías y sobre el hundimiento de la superficie.

La deformación de una galería, tras el paso del primer tajo, puede estimarse mediante la expresión:

$$C = 0,6 \cdot q \cdot W \quad (15)$$

Por otro lado el hundimiento en superficie producido por una explotación minera está dado por

$$H = f_h \cdot q \cdot f_a \cdot f_t \cdot W \quad (16)$$

Los factores que intervienen en las expresiones anteriores tienen el siguiente significado:

W =	potencia de la capa explotada (m)
f_h =	factor dependiente de la profundidad
f_a =	factor que depende de la superficie explotada
f_t =	factor que depende del tiempo transcurrido
q =	factor que depende del tratamiento del techo detrás del taller

los valores de q habituales oscilan entre

$0,95 < q < 0,80$	Para relleno hidráulico
$0,6 < q < 0,80$	Para relleno normal
$0,1 < q < 0,25$	Para hundimiento del techo

Puede observarse que la diferencia, entre los movimientos en las galerías y la superficie, es muy notable según se trate de hundimiento o relleno.

Actualmente en Europa el 80% de los tajos largos -- que se explotan emplean el método de hundimiento del techo pero en los últimos años existe una clara tendencia hacia el empleo de relleno. Ello es debido a una causa un tanto insólita: el aumento de la profundidad de las explotaciones. En la cuenca del Ruhr muchas explotaciones rondan los 1.000 m de profundidad y en estos casos la temperatura de las rocas está próxima a los 50° y precisamente el empleo del relleno ejerce un efecto beneficioso para disminuir la temperatura en las galerías de trabajo.

2.3 Galerías en avance o en retirada ?

Se conocen como galerías en avance aquellas cuyo trazado se realiza a la vez que progresa la explotación y el acceso a los talleres se tiene que realizar atravesando la zona explotada. Por el contrario las galerías en retirada se deben trazar con anticipación a la llegada de las explotaciones y el acceso a los tajos se realiza atravesando el macizo no explotado.

Las galerías en retirada presentan indudables ventajas entre las que destaca la independencia entre el frente de avance de la galería y el tajo; un acceso a los tajos muy cómodo y con trabajos de conservación insignificantes si las rocas son competentes, tal como se ilustra en la figura N°14. Sin embargo esta disposición hace que la galería trazada se vea sometida a los efectos del pico de presión que precede al avance del tajo lo cual si las rocas no son competentes produce una deformación enorme, figura N°15, y unos trabajos de conservación muy importantes.

En estos casos la disposición en avance ofrece notables ventajas ya que, al trazar la galería al avanzar el tajo, fig N°16, el pico de sobrepresión no puede afectar a la galería y, consecuentemente, las deformaciones son menores. Por otra parte la conservación de la galería en el hundimiento del tajo no ofrece excesivos problemas, fig, N°17, pues ya sabemos que en esa zona las presiones existentes son inferiores a las que existían en el macizo virgen.

Entre los inconvenientes que llevan consigo las galerías en avance hay que resaltar que es preciso plantear una estricta organización del trabajo y contar con la maquinaria adecuada ya que en caso contrario las interferencias entre el frente de la galería y el tajo producen trastornos importantes. En cualquier caso el transporte a estos tajos resulta más difícil que en el caso de llevar las galerías en retirada.

3.- ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO EN TAJOS LARGOS

Ya hemos indicado en el apartado 2.1. que la presión vertical que se ejerce sobre el techo es muy pequeña y habitualmente del orden del 2% de la que corresponde al peso de los terrenos. Por ello, teniendo en cuenta además la menor profundidad de las explotaciones hace 50 años, es lógico que el sostenimiento de los tajos largos se realizara con mampostas de madera fig. N°18.

En aquellos años el camino crítico del trabajo en los tajos largos estaba constituido por el transporte del mineral pero cuando en 1951 se inventó el transportador blindado creando el "frente libre de mampostas", fig. N°19 el sostenimiento del tajo pasó a ser el camino crítico.

En Alemania se empleaban mampostas metálicas de fricción y en Inglaterra hidráulicas aprovechando la experiencia de DOWTY en la construcción de trenes de aterrizaje.

Dos años después en la mina de DURHAM (Inglaterra) se ensayaba una unidad constituida por una base de calderería, en la que estaban incluidas cuatro mampostas hidráulicas. Esta unidad disponía de un cilindro horizontal que estaba unido al transportador del tajo y servía para desplazar al transportador y el propio sostenimiento. Había nacido el sostenimiento autodesplazable que se mantuvo con un crecimiento moderado hasta 1966 fig. N°20; a partir de esta fecha empezó a tener un desarrollo muy importante de tal forma que en Inglaterra en 1973 había un parque de 2017558 unidades de sostenimiento autodesplazable que equiparon los tajos largos que produjeron el 96% de la producción total de carbón. En Alemania, en 1974, el 76% de la producción de carbón provino de tajos con sostenimiento autodesplazable, WEBER (1976).

A partir de estos años es casi imposible concebir un tajo largo que pueda ser explotado de forma económica y segura sin emplear sostenimiento autodesplazable CARRASCO (1977).

3.1. Índices técnicos de un sostenimiento autodesplazable

Para poder realizar una elección adecuada de un sostenimiento autodesplazable es preciso conocer unos índices técnicos que clasificaremos en básicos y comparativos.

3.1.1. Índices técnicos básicos

Presión de colocación : define la presión de trabajo del circuito hidráulico del sostenimiento autodesplazable. Está directamente relacionada con la carga de colocación del sostenimiento. En Inglaterra se emplean presiones bajas, del orden de 20 MPa, mientras que en Alemania se llega a 30 MPa.

Las presiones bajas favorecen el mantenimiento de los circuitos hidráulicos, aunque ofrecen una carga de colocación pequeña lo que se recurre a cilindros de gran diámetro.

Presión de deslizamiento: define la máxima fuerza que es capaz de ejercer el sostenimiento sobre los hastiales del tajo; está limitada por la resistencia de la estructura metálica -- del sostenimiento y la calidad de los retenes de los estermos.

Abertura mínima: define la potencia mínima de la capa en que pueden ser empleados que debe ser superior en 15cm. a la menor abertura de la pila. Actualmente se comercializan sostenimientos de 45cm. de abertura mínima que pueden ser empleados en capas de 60 cm.

Pendiente máxima de trabajo: se refiere a la máxima pendiente de la capa en la que puede emplearse el sostenimiento sin perturbar el ciclo de trabajo del tajo.

Anchura: habitualmente las unidades de sostenimiento tienen una anchura de 1,5m. que corresponde a la longitud normal de las chapas del transportador.

Carrera del cilindro desplazador: corresponde a la máxima distancia a que puede desplazarse el transportador del tajo en una sola maniobra. Este índice tiene gran importancia en los tajos con rozadora ya que la carrera del cilindro de desplazamiento debe ser mayor que la profundidad de pasada.

Empuje del cilindro desplazador: el cilindro desplazador debe realizar el desplazamiento del transportador del tajo y de la propia unidad de sostenimiento. Es muy interesante que el esfuerzo disponible sea lo mayor posible para evitar retrasos por acunamientos del sostenimiento cuando el muro es muy resistente

Esfuerzo en el extremo del sombrero: de este parámetro depende que se consiga impedir la caída de costeros sobre la calle de trabajo

Longitud descubierta de techo: se entiende como tal la distancia del extremo del sombrero al borde del macizo de carbón. Cuanto menor sea esta distancia menor será la probabilidad de caída de los costeros.

Presión contra los hastiales: se entiende como tal la relación entre la carga de deslizamiento y la superficie de apoyo de la unidad de sostenimiento contra los hastiales. Este parámetro es particularmente importante en el caso de muros blancos

Peso: este parámetro condiciona los medios de transporte y colocación del sostenimiento y define los esfuerzos que debe soportar el cilindro de desplazamiento.

3.1.2. Indices comparativos

Estos índices permiten realizar un estudio entre varios sostenimientos autodesplazables caracterizando cada uno de ellos.

Adaptabilidad está definido por

$$A = \frac{\text{Abertura máxima (m)}}{\text{Abertura mínima (m)}} \times 100 \quad (17)$$

Este índice define la posibilidad de que un sostenimiento se adapte a las variaciones de la potencia de la capa. Habitualmente este índice está comprendido entre 120 y 150.

Portancia: define el esfuerzo que es capaz de aplicar el sostenimiento sobre el techo. Se define por:

$$P = \frac{\text{Carga de deslizamiento (MN)}}{\text{Anchura del sostenimiento (m)}} \quad (18)$$

23

Las primeras unidades de sostenimiento autodesplazable apenas superaban los $0,5 \frac{MN}{m}$; en la actualidad son corrientes los valores de $3 \frac{MN}{m}$ y en algunos casos se llega hasta $5 \frac{MN}{m}$.

Rigidez hidráulica: este índice define las posibilidades de adaptación de la entibación a las variaciones del régimen de carga que ejercen los hastiales del tajo. Se define por:

$$R = \frac{\text{Presión de colocación (MPa)}}{\text{Presión de deslizamiento (MPa)}} \quad (19)$$

Los valores de R están comprendidos entre 0,2 y 0,9. Cuando se necesite que un sostenimiento aporte una carga lo más elevada posible es necesario que R sea a su vez lo mayor posible pues al ser más pequeño el intervalo entre la carga de colocación y deslizamiento, dado que la de deslizamiento es constante pues depende de la estructura del sostenimiento, la carga media será mayor.

3.2. Tipos de sostenimiento autodesplazable

Aunque existen muchas variantes de sostenimiento autodesplazable conceptualmente se pueden clasificar en tres grandes grupos: Pilas, Escudos y Pila-escudo. Las características diferenciadoras de cada grupo son, Fig. N°21.

PILAS (Pile, Bock, Chock): La fuerza ejercida por los cilindros de sustentación es vertical y no existe unión estructural entre el sombrero y el pie. (Fig. 21-a)

ESCUDO (Bouclier, Schild, Shield): La fuerza ejercida por los cilindros de sustentación no es vertical y está aplicada a la unión estructural entre el sombrero y el pie. (Fig. 21-b)

PILA-ESCUDO (Pile-Bouclier, Bock-Schild, Chock-Shield): La fuerza ejercida por los cilindros de sustentación es vertical y no está aplicada a la unión estructural entre el sombrero y el pie. (Fig. 21-c)

3.2.1. Pilas

Las pilas hidráulicas se pueden clasificar en dos grupos según estén o no unidas al transportador del tajo. Las Pilas monobloc fig. 21 a) están unidas al transportador del tajo mediante el cilindro desplazador y han sido la evolución lógica de las pilas móviles de madera. Fig. 22.

Tienen la ventaja de su robustez, bajo precio, buen aprovechamiento de la fuerza de los estemples y baja presión sobre el muro. Como inconveniente resaltar: la pequeña superficie de techo cubierta Fig. 23, pese a recurrir a artificios de dudosa eficacia Fig. 24, la escasa adaptabilidad, que apenas llega a 200, al no poder emplear cilindros doblemente telescópicos Fig. 25, ya que no hay unión entre sombrero y pie y la dificultad de utilizar estas pilas a partir de 20°.

Las pilas de cuadros gemelos Fig. 21a2 están constituidas por dos bastidores, unidos por dos estemples verticales y solidarios entre sí por el cilindro de desplazamiento que facilita su movimiento con independencia del transportador. Las pilas de cuadros gemelos son las más baratas y dejan una buena calle de paso para el personal, Fig. 26, pero po --

sean graves inconvenientes: la superficie de techo descubierta es muy importante, Fig. 27, la presión sobre el muro muy alta y su robustez problemática. Hoy en día están totalmente en desuso.

De lo anterior podemos concluir que solo las pilas monoblock tienen actualmente aplicación y se utilizan en capas horizontales con buenos techos y pequeñas variaciones de potencia.

Para intentar ampliar el campo de utilización de las pilas monoblock se emplean sombreros muy largos y se trabaja con el cilindro de desplazamiento extendido, Fig. 28, de tal forma que en cuanto se realiza la roza se avanza la entibación. La figura 29 muestra la realización de unas pilas de este tipo. A pesar de todo las pilas monoblock no deben emplearse en techos con susceptibilidad de hundimiento (*) superior al 20%.

3.2.2 Escudos

Los escudos nacieron en 1967 y con ellos se trataba de evitar alguno de los problemas que presentaban las pilas como su baja adaptabilidad, la dificultad de pasar zonas de caída de costeros por la gran longitud de los sombreros y la escasa protección de la calle de trabajo frente a la invasión de los escombros de hundimiento. Los escudos además de tener el sombrero y pié, típicos de las pilas, disponen de una estructura de unión llamada flecha sobre la que actúa el cilindro de sustentación. La figura 30 muestra la comparación entre un escudo y una pila y la fig. N°31 ofrece una vista de un tajo equipado con escudos.

(*) Susceptibilidad de hundimiento Sup. hundida de techo en la descubierta
longitud del tajo

Los escudos presentaban dos inconvenientes graves derivados del hecho de existir un solo punto de giro entre la flecha y el pié y por la posición inclinada de los cilindros de sustentación. De esto se deriva que el sombrero del escudo describe un arco de círculo al variar la potencia de la capa, Fig. 32, con lo cual la superficie descubierta del techo es mayor cuanto mayor es la potencia de la capa lo que constituye una clara insuficiencia. Por otro lado la fuerza realizada por el cilindro de sustentación no se emplea directamente contra el techo sino que, al estar inclinado el estempe y al existir un efecto de palanca, la fuerza que se transmite al techo es aproximadamente el 50% de la disponible.

Estos defectos se paliaron con los escudos de dos articulaciones y cuatro puntos de giro, Fig. 33, en los que el extremo del sombrero, Fig. 34, describe una lemniscata de eje vertical con lo cual la superficie descubierta es prácticamente constante aunque varíe la potencia de la capa.

Actualmente los escudos están totalmente superados ya que además su gran peso dificulta su utilización por encima de 35°.

3.2.3. Pilas-escudo

A partir de 1975 aparecieron las pilas-escudo que responden a un diseño que combina las ventajas de las pilas y los escudos. En las pilas-escudo existe una estructura mecánica absolutamente rígida, Fig. 35, compuesta de sombrero, flecha, bielas de articulación y pié. El conjunto está completamente cerrado y los estemples atacan directamente al sombrero aunque también pueden repartirse entre el sombrero y la flecha, Fig. 36.

Las pilas-escudo suponen el mayor grado de evolución en el sostenimiento de los tajos largos, presenta el único inconveniente de su alto precio pero en contrapartida ofrece

con numerosas ventajas: las pilas-escudo constituyen una estructura capaz tanto de controlar la estabilidad del techo como soportar las grandes máquinas de arranque que hoy equipan a los tajos largos. La adaptabilidad de las pilas-escudo es muy elevada, próxima a 100, tal como muestra la Fog. N° 37. Esto es posible por el empleo de estomples doblemente telescópicos lo cual es posible gracias a la rigidez de la estructura, Fig. N°38. Esto ha permitido llegar a construir pilas-escudo de más de 5m de abertura, Fig. 39, lo cual ha significado una nueva dimensión en la explotación por tajo largo.

4.- CALCULO DEL SOSTENIMIENTO DE TAJOS LARGOS

Uno de los parámetros que más influyen en la elección de un sostenimiento autodesplazable es su portancia, vamos a ver alguno de los métodos para calcularla.

4.1. Teoría de JACOBI

Jacobi admite la hipótesis de que el sostenimiento de un tajo largo deberá ejercer el esfuerzo necesario para soportar los terrenos del bajo techo que al hundirse y expandirse deben autorellenar el hueco producido por la explotación.

Si M es la potencia de la capa explotada y f es el coeficiente de expansión de los terrenos del bajo techo la altura de techo que debe hundirse será

$$h = \frac{M}{(f - 1)} \quad (20)$$

Si el peso específico es ρ $\left(\frac{MP}{m^3}\right)$ el peso de los

terrenos que deben hundirse vale

$$G = \frac{M}{(f - 1)} \cdot \rho \cdot K \quad (21)$$

Siendo K un coeficiente de seguridad y G está dado en $\frac{MP}{m^2}$

Habitualmente se admite que

$$f = 1,5 \quad K = 1,6 \quad \rho = 2,5 \left(\frac{MP}{m^3}\right) \quad \text{con lo cual}$$

$$G = \frac{M}{(1,5 - 1)} \cdot 2,5 \cdot 1,6 = 8M \left[\frac{MP}{m^2}\right]$$

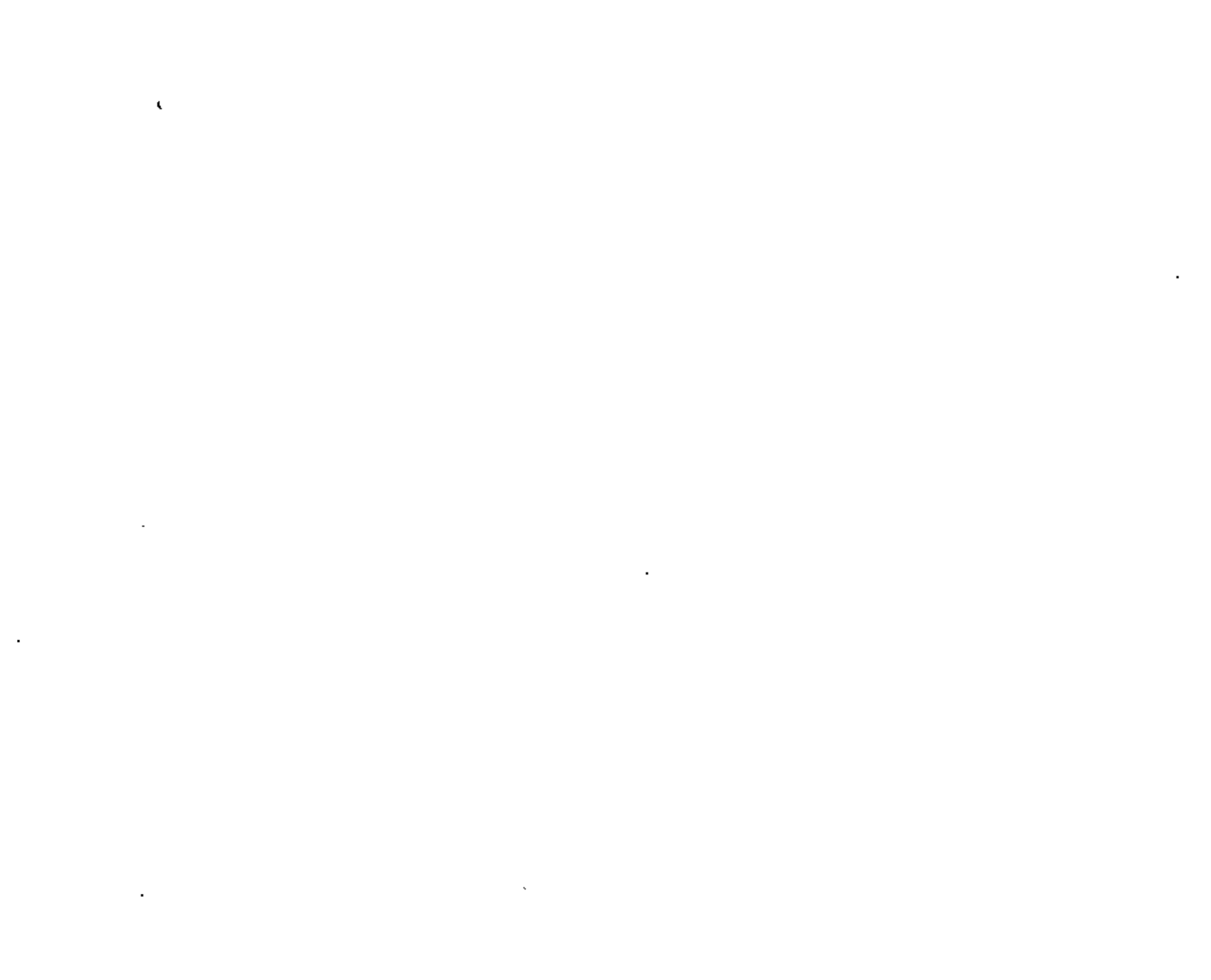
que es la expresión universalmente admitida para dimensionar el sostenimiento de un tajo largo.

Como hemos indicado la portancia suele expresarse por unidad de longitud de tajo. Para hacer la conversión podemos suponer que, en el caso más desfavorable, un voladizo desde el borde del macizo a arrancar de 12,5m con lo cual la fuerza por m. de frente será:

$$P = G \left(\frac{MP}{m^2}\right) \cdot 12,5 (m) = 8M \left(\frac{MP}{m^2}\right) \cdot 12,5 (m) = 100 \cdot M \left(\frac{MP}{m}\right)$$

es decir

$$P = K \left(\frac{MN}{m}\right) \quad (22)$$



23

Según lo anterior la portancia necesaria de un sostenimiento autodesplazable para explotar por hundimiento una capa de 2m será, como $M = 2$,

$$P = 2 \frac{MN}{m}$$

Si las pilas tienen una anchura de 1,5m la fuerza que debe ejercer cada unidad será

$$F = 2 \frac{MN}{m} \times 1,5 m = \underline{\underline{3 MN}}$$

En el caso de que la explotación se realice con relleno de la parte deshullada Jacobi recomienda emplear una portancia un 25% inferior a la calculada mediante la expresión (22).

4.2. Teoría de WILSON

WILSON (1975) después de haber realizado numerosas observaciones sobre el hundimiento del bajo techo en los tajos largos existentes en el Reino Unido indica que el ángulo de rotura del bajo techo, respecto a la horizontal, tiene una gran influencia sobre la carga que soporta el sostenimiento. Si el ángulo de rotura es de 90° se produce una sobrecarga en los estemples delanteros de la entibación, Fig. N°40, mientras que si el ángulo de rotura es menor los que se sobrecargan son los estemples traseros.

Según WILSON los techos pueden clasificarse según el ángulo de rotura en cinco grupos:

Ángulo de rotura del bajo techo	Comportamiento del techo
90°	Muy frágil
75°	Fragil
60°	Moderadamente frágil
45°	Firme
30°	Muy firme

En los techos de los tajos del RUIR se ha comprobado que el ángulo de rotura del bajo techo está comprendido entre 60 y 75°

WILSON considera que el espesor del bajo techo que se hunde es el doble de la potencia de la capa (hipótesis que coincide con la de Jacobi con $f = 1,5$), supone que la distancia entre los estemples delanteros y traseros es de 1,1m y con estos datos ha calculado las cargas que deben soportar los estemples de la entibación para diferentes voladizos detrás del sostenimiento y distintos ángulos de rotura. Fig. N° 41

4.3. Tendencias actuales en el cálculo de sostenimientos de tajos largos.

El objetivo que ahora se persigue en la explotación por tajo largo es la automatización de los trabajos en el tajo; para conseguirlo es preciso lograr la máxima fiabilidad en to-

4

5

dos los equipos del tajo lo cual lleva irremediablemente al gigantismo. Lógicamente las unidades de sostenimiento de los tajos largos no se han librado de esta tendencia.

GROTONSKY (1976) ha hecho una comparación entre diversos criterios para dimensionar el sostenimiento de tajos largos, Fig. N°42.

El criterio menos exigente es el de HERWIG que exige una portancia de $1 \frac{MN}{m \text{ tajo} \times m \text{ capa}}$, sea cual sea la potencia de la capa, para garantizar que no hay caída de costeros en la calle de roza.

Raffoux distingue tres tipos de techo

Características del techo	Portancia necesaria ($\frac{MN}{m \times m}$)
Sólido y compacto	1,5
Sólido y estratificado	1,15
Fragil	0,8

En el futuro con el creciente aumento de la profundidad de las explotaciones los terrenos estarán sometidos a una presión mayor y probablemente habrá que pensar, para el caso de terrenos de tipo medio, que la portancia necesaria estará próxima a

$$1,5 \frac{MN}{m \text{ tajo} \times m \text{ capa}}$$

5.- CONDICIONANTES PARA LA ELECCION DE UN SOSTENIMIENTO DE UN TAJO.

La elección del sostenimiento adecuado para un tajo es un problema arduo en el que deben contemplarse factores muy variados.

5.1. Condicionantes geométricos de la capa a explotar.

Los condicionantes geométricos de la capa a explotar se derivan de la potencia y de la pendiente de la capa a explotar.

5.1.1. Adaptabilidad a la potencia.

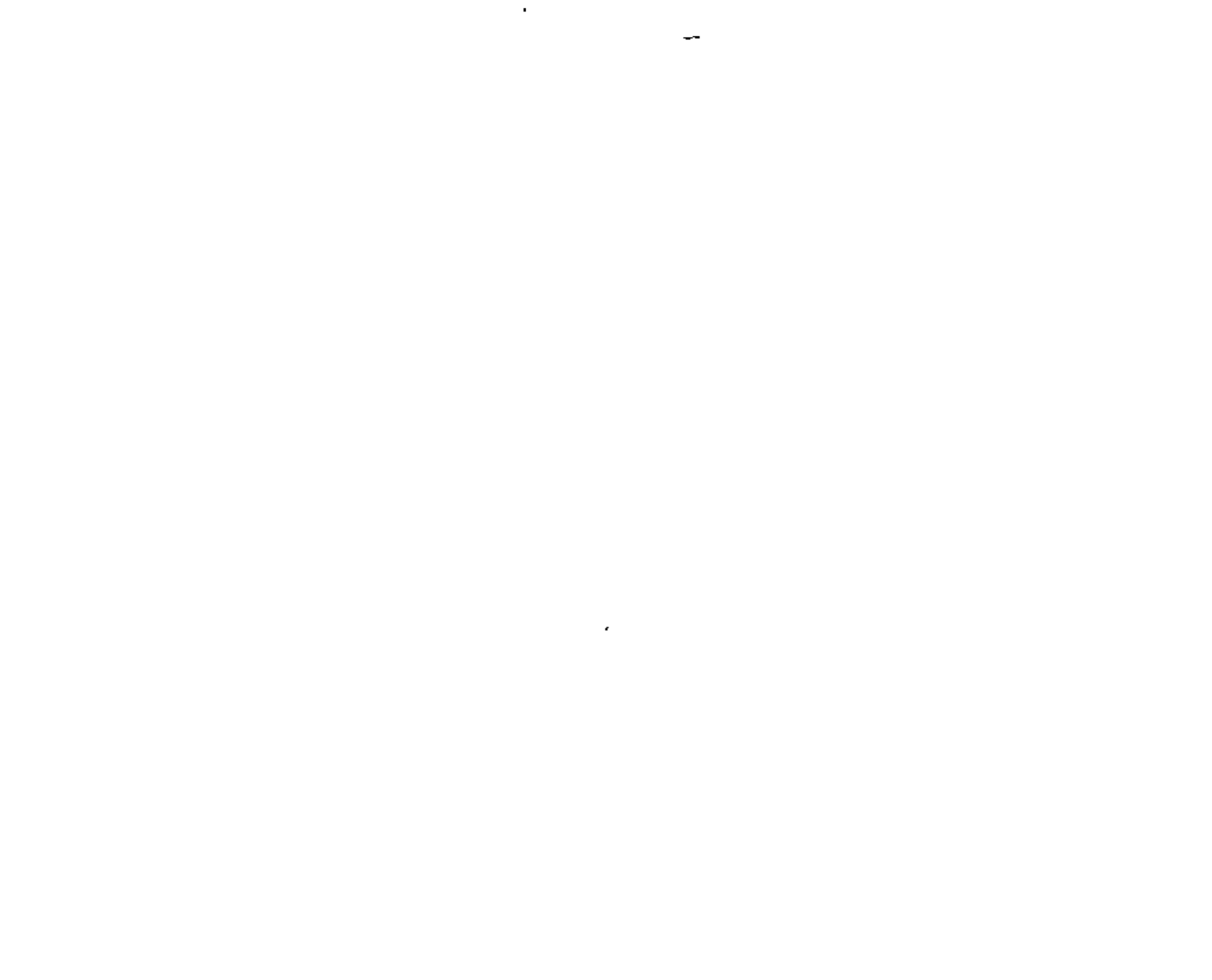
El sostenimiento debe ser capaz de adaptarse a las variaciones de potencia de la capa a explotar teniendo en cuenta que debe dejarse un margen de 15cm. para asegurar la operatividad del sostenimiento. Si las variaciones de la potencia son pequeñas podrá emplearse una pila monoblock pero en caso contrario habrá que utilizar pilas-escudo.

5.1.2. Estabilidad.

Las unidades de sostenimiento deben ser estables individualmente ante la fuerza de gravedad y ante los efectos dinámicos que se generan en el proceso de hundimiento y en el desplazamiento del hundimiento. Para asegurarse de que las unidades de sostenimiento son estables en las condiciones de trabajo hay que someter a ensayos en prensas especiales, Fig. N°43 y 44. Los protocolos de estos ensayos deben ser examinados cuidadosamente antes de decidir la elección del sostenimiento autodesplazable.

5.2. Condicionantes del método de explotación.

Las pilas de un tajo están condicionadas por los mé



todos de explotación entante que el tratamiento del techo puede ser distinto en cada caso.

5.2.1. Tajos con hundimiento.

Ya sabemos que en estos tajos la portancia de las pilas debe ser elevada y, por otra parte deben proporcionar una correcta protección de la calle de trabajo respecto a la posible invasión del hundimiento. Esto exige la utilización de pilas totalmente cerradas en el lado del hundimiento condición que cumplen las pilas-escudo, Fig. N°45.

5.2.2. Tajos de soutirage.

En estos tajos el sostenimiento debe garantizar dos calles de trabajo, una para avanzar el frente y otra para "soutirar" el carbón. Esto se consigue perfectamente con un diseño especial de las pilas-escudo, Fig. N°46.

5.2.3. Tajos con relleno.

En estos casos las pilas de sostenimiento deben estar preparadas para sustentar la tubería de relleno y poder acceder fácilmente a ella en las operaciones de montaje y desmontaje, Fig. N°47.

5.3. Condicionantes geotécnicos.

Los condicionantes geotécnicos derivan directamente de la estratigrafía y de la competencia de las rocas.

5.3.1. Superficie descubierta del techo.

Actualmente existe la tendencia a que la superficie descubierta del techo sea lo más pequeña posible, lo cual im-

porta el empleo de pilas-escudo aunque en el caso de techos competentes esto no es necesario. Fig. N°48, y pueden emplearse pilas monoblock.

5.3.2. Competencia del techo.

Cuanto más resistente sea el techo respecto a las presiones existentes tanto más difícilmente se producirá el hundimiento detrás del tajo y será necesario que la portancia del sostenimiento sea mayor.

En los casos extremos, cuando se produzcan golpes de techo, Fig. N°49, habrá que prestar especial atención a las válvulas de deslizamiento para evitar que los estampes se bloqueen y se dañe la calderería, Fig. N°50, 51, 52 y 53. En estos casos resultan de especial interés válvulas de descarga rápida y el empleo de estampes de poca sección y presión hidráulica elevada.

5.4.1. Paso del personal.

El personal debe disponer de un paso seguro y, si la potencia de la capa lo permite, cómodo para que pueda realizar su trabajo sin impedimento. Esto obliga a la existencia de una calle para, Fig. N°54, al paso del personal que esté adecuadamente protegida de las máquinas del tajo (rozadora y transportador) y de sus accesorios: mangueras, cables y cadenas.

5.4.2. Ventilación.

El aire de ventilación resulta imprescindible para conseguir una atmosfera respirable exenta de gases explosivos o tóxicos y de polvo. Esto exige que el sostenimiento del tajo sea lo más hermético posible para evitar las fugas de aire a la zona de hundimiento y la entrada del polvo que se genera con la fragmentación de las rocas del techo.

6.- CONCLUSIONES.

El tajo largo es el sistema de explotación más utilizado en la minería del carbón y, además de usarse en otro tipo de explotaciones, en el futuro su empleo se incrementará ya -- que con este sistema se puede hacer frente al incremento de la profundidad de las explotaciones.

Actualmente el sistema de tajo largo está totalmente mecanizado y a corto plazo es previsible que se alcance, en -- las capas más favorables, la automatización de todos los trabajos en el interior del tajo.

El progreso en la utilización del sistema de tajo -- largo ha sido posible gracias al perfecto conocimiento que hoy se tiene de la mecánica de los terrenos en torno a los tajos y al gran desarrollo de las unidades de sostenimiento auto-desplazable.

7.- BIBLIOGRAFIA.

- Carrasco Galán, J. ; Celada Tamames, B. ; Valcarco García, A. Prospectiva del sostenimiento autodesplazable. Desarrollo actual y tendencias futuras del sostenimiento autodesplazable. Canteras y Explotaciones. Dic. 1977
- DEJEAN, M.; MARTIN, F. Influence de l'exploitation d'une longue taille sur les ouvrages sous-jacents. Revue de L'Industrie Minerale. Dic. 1972
- JACOBI, O. Praxis der Gebirgsbeherrschung Verlag Gluckauf, Essen 1976.

Nations Unies

Conseil Economique et Social. Comité du Charbon.
Progrès accomplis dans le soutènement mecanise mobile
Coal / 6E.1 / R.5 / Ald. 1 5 d'Avril 1974

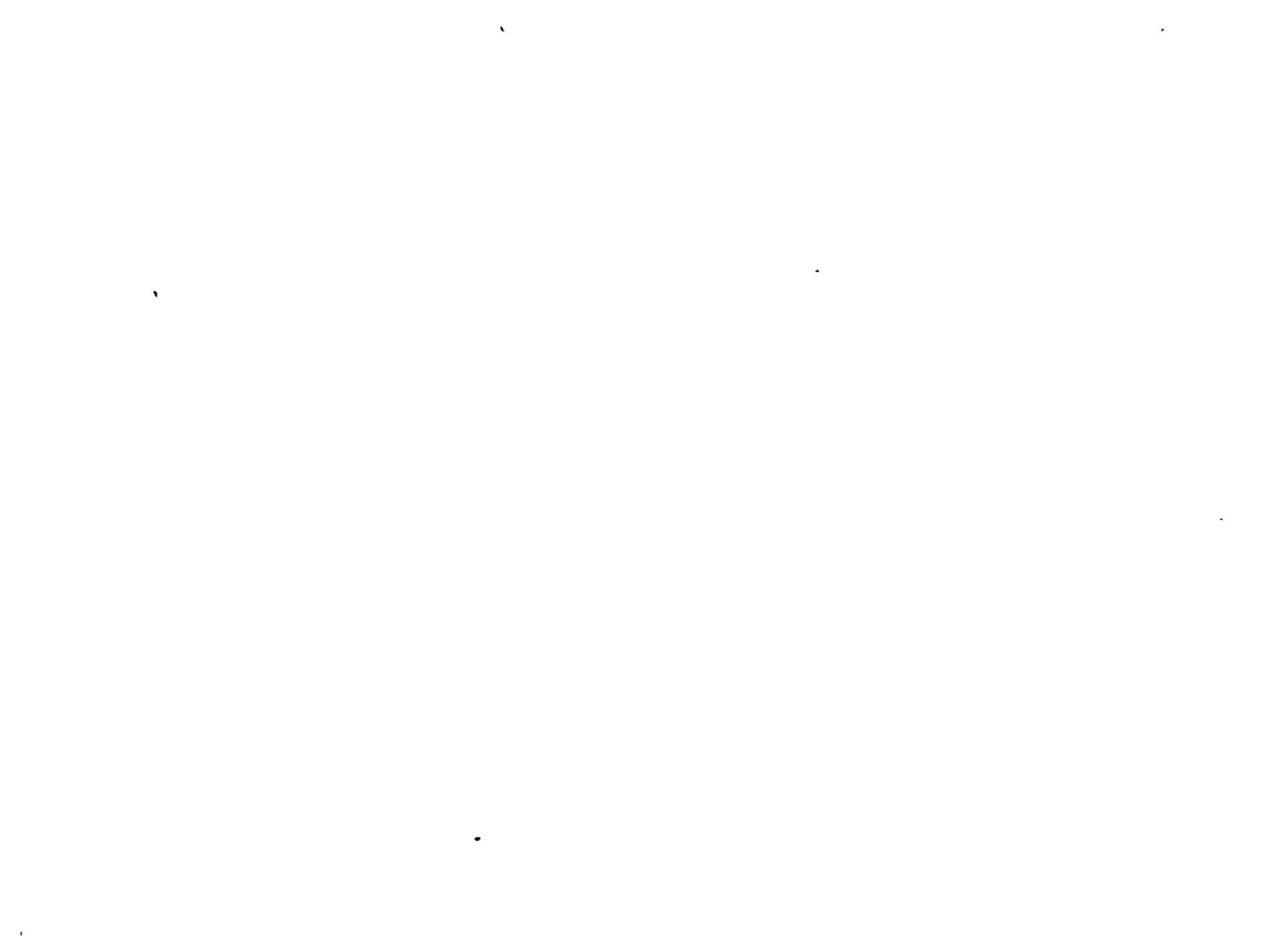
- Weber, Ernest.

Tendencias en el desarrollo de la minería de la hulla en la R.F. Alemana.

- IX Congreso Mundial de Minería. Dusseldorf 1976. IV. 1

- WILSON, A. H.

Support load requirements on longwall faces
Min. Engr. N°134, 1975



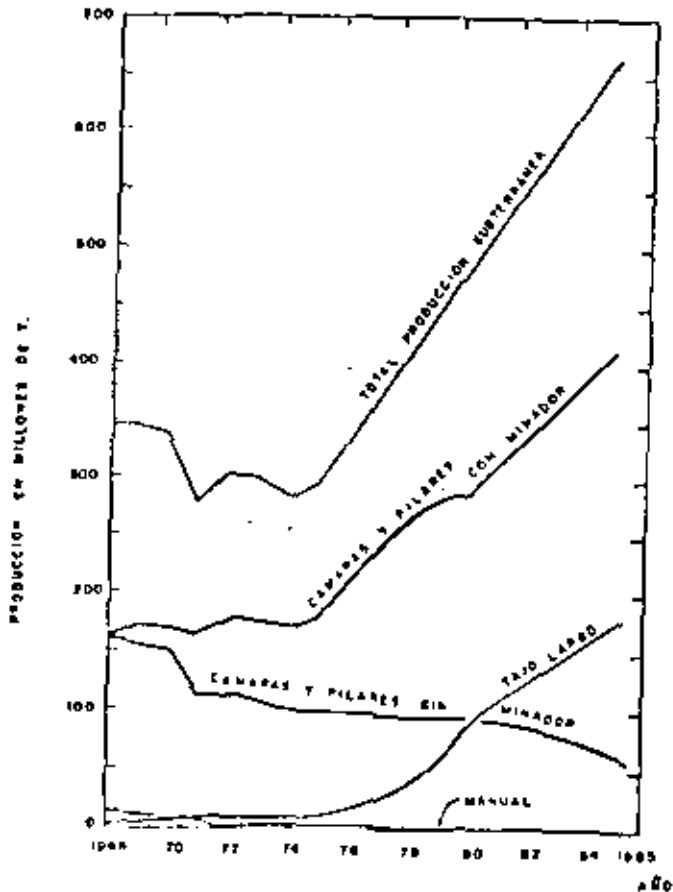
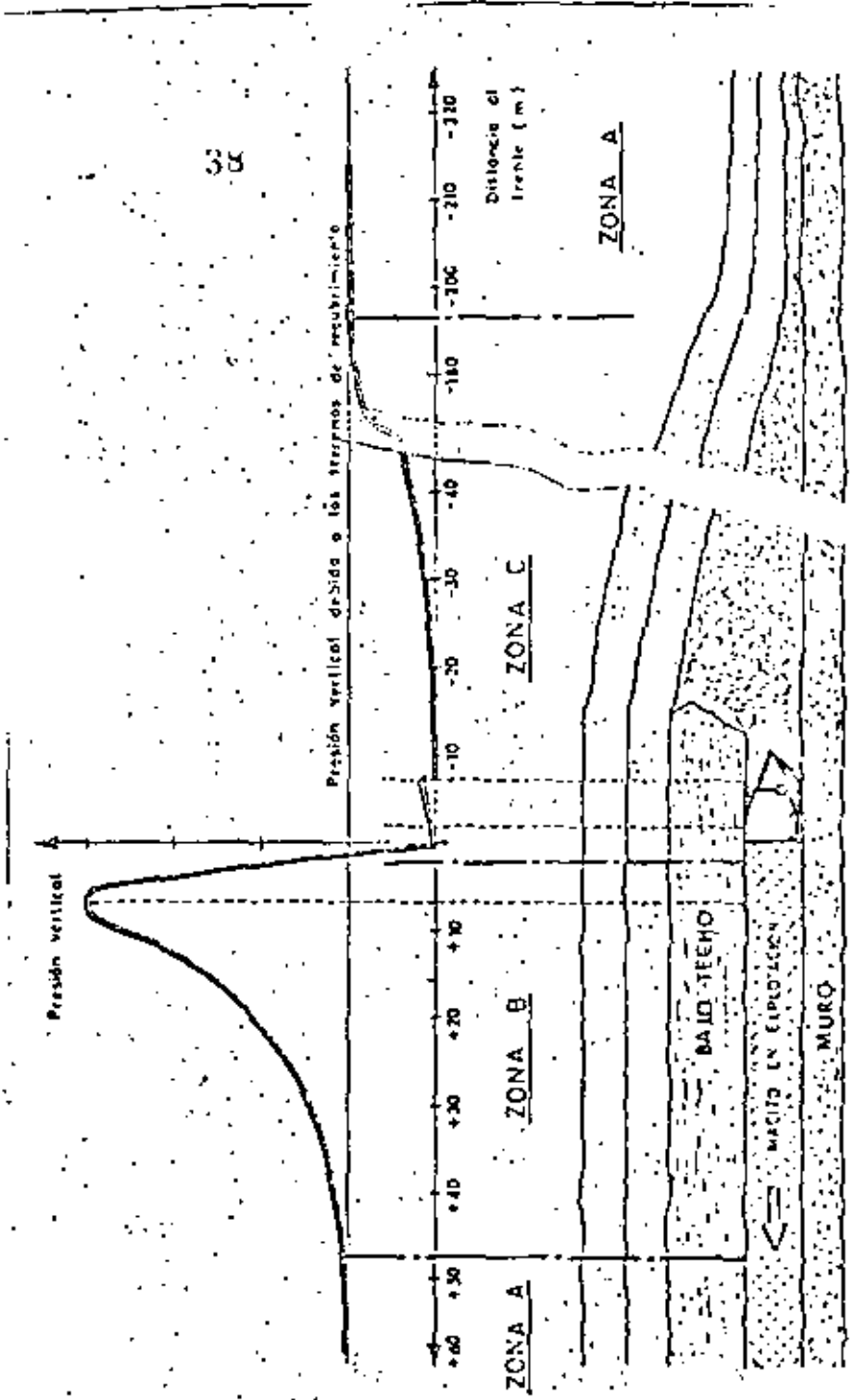


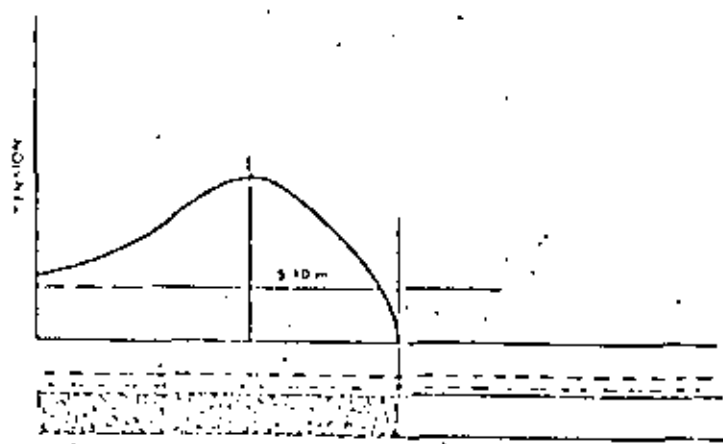
FIG 5 EVOLUCION DE LA PRODUCCION SUBTERRANEA

6 DISTRIBUCION DE LA PRESION VERTICAL EN UN TAJO LARGO CON HUNDIMIENTO INTEGRAL





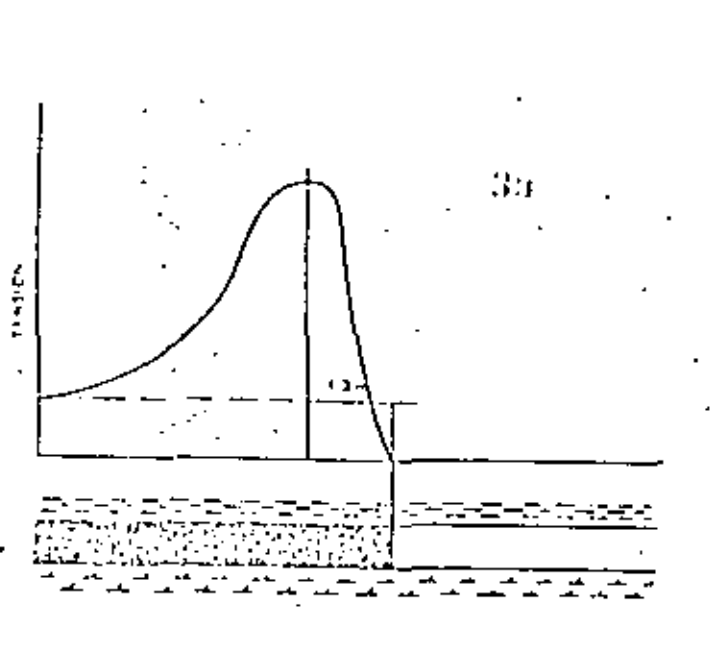
Fuente
Escriba
Fecha



CONDICIONES NORMALES EN LA CUENCA DEL RUIRU

Figura No 7.- Posición y magnitud del pico de presión.

CONDICIONES NORMALES EN LAS CUENCAS BRITANICAS



SOLO SE PLASTIFICA LA CAPA

$$x_b = \frac{M}{q} \cdot L \cdot \left(\frac{q}{Rq} \right) \cdot E \cdot \frac{R-1}{\sqrt{R}} \cdot \left(\frac{R-1}{\sqrt{R}} \right) \text{Arch } \sqrt{R}$$

$$\sigma_{x_0}^0 = \gamma \cdot R \cdot e^{\frac{x}{H}}$$

$$\bar{\sigma} = \sigma_0 + R \cdot q$$

$$\sigma_x^0(x) = q + (\sigma_0^0 \cdot q) \cdot e^{\frac{x}{H}}$$

$$u < 0.5H \quad C_1 = \frac{0.15H + 0.2}{(R-1) + 40} \cdot \frac{E}{M} \cdot R$$

$$u < 0.5H \quad C_2 = \frac{M}{2} \cdot \left(1 - \frac{u}{2H} \right) \cdot \frac{R}{(R-1) + 40} \cdot \frac{E}{M} \cdot R$$

SE PLASTIFICA LA CAPA Y LOS MASTIALES

Presión vertical (σ_x^0)

$$x_b = \frac{M}{q} \cdot \left\{ \left(\frac{q}{R \cdot q} \right)^{\frac{1}{R-1}} - 1 \right\}$$

$$\sigma_{x_0}^0 = R \cdot (\rho \cdot \gamma) \cdot \left\{ \frac{R-1}{2} \right\}$$

$$\bar{\sigma} = \sigma_0 + R \cdot q$$

$$\sigma_x^0(x) = q + (\sigma_0^0 \cdot \gamma) \cdot e^{\frac{x}{H}}$$

$$u > 0.5H \quad C_1 = \frac{0.15H + 0.2}{(R-1) + 40} \cdot \frac{E}{M} \cdot \frac{R}{2}$$

$$u > 0.5H \quad C_2 = \frac{M}{2} \cdot \left(1 - \frac{u}{2H} \right) \cdot \frac{R}{(R-1) + 40} \cdot \frac{E}{M} \cdot \frac{R}{2}$$

cuota)

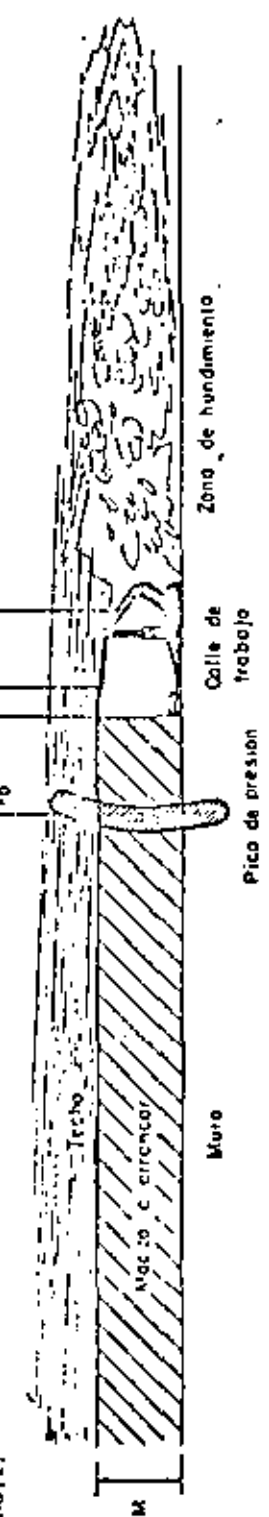
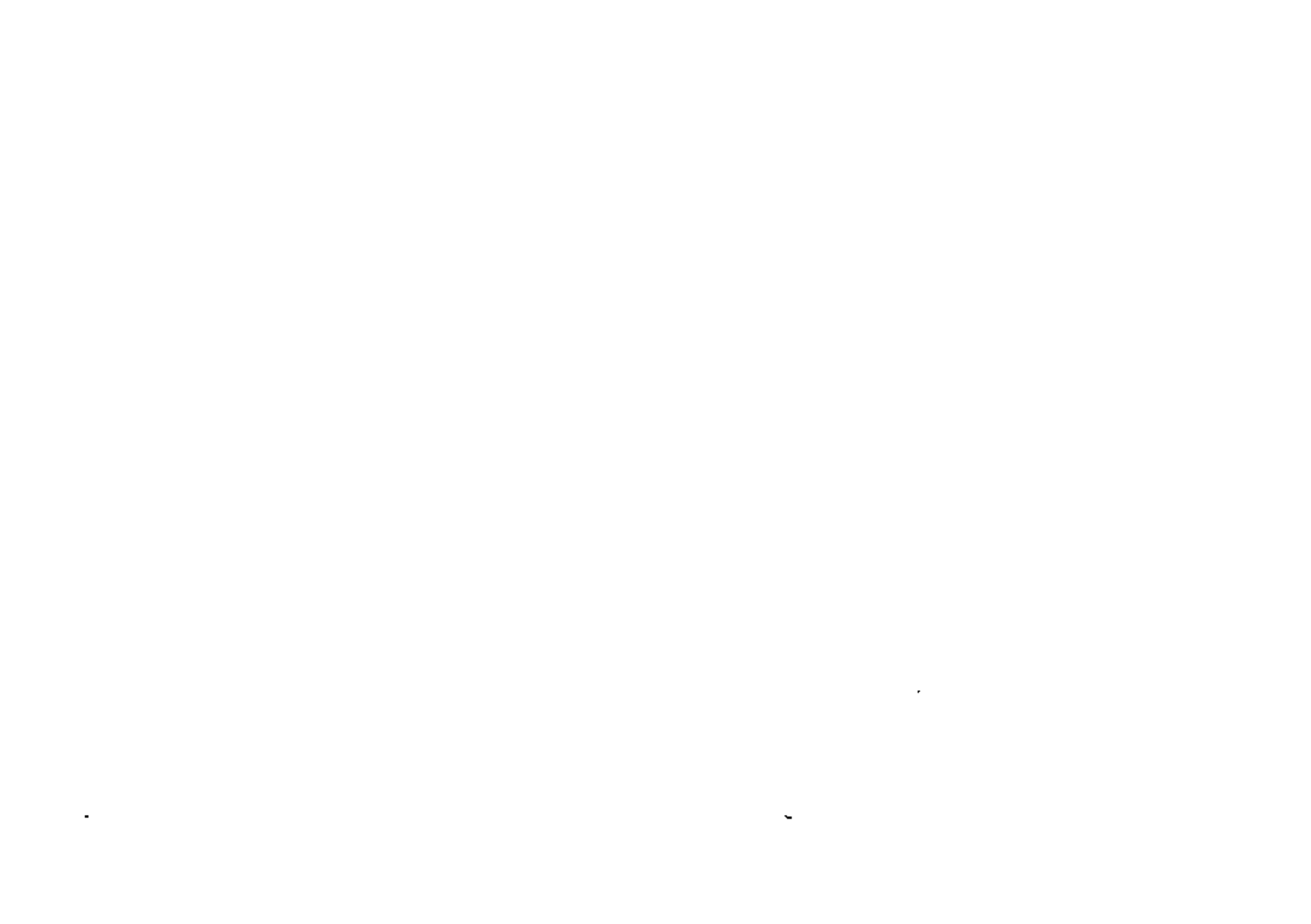
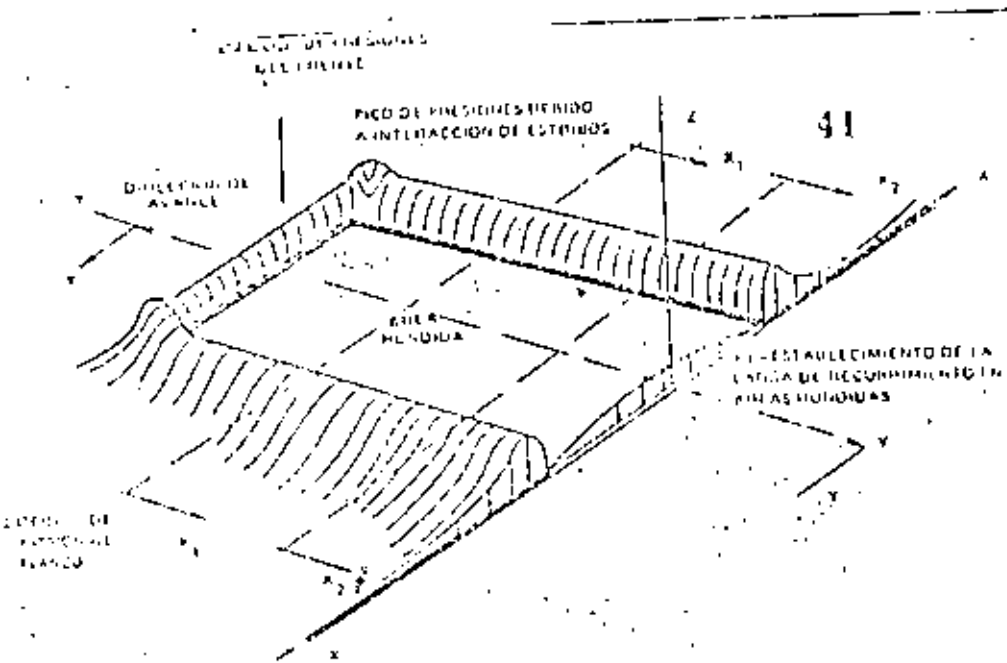
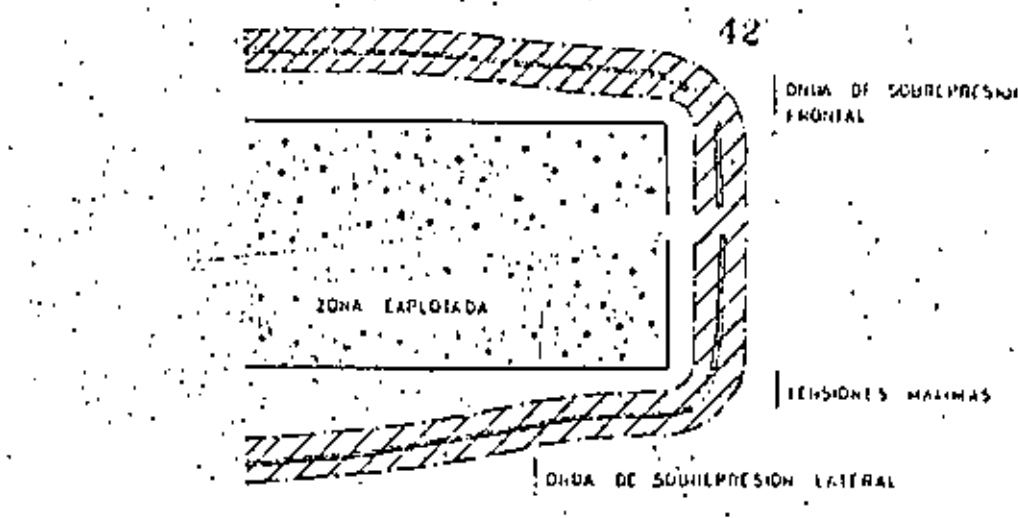


FIG. Nº B - DISTRIBUCION DE TENSIONES DELANTE DE UN TAJO SEGUN WILSON

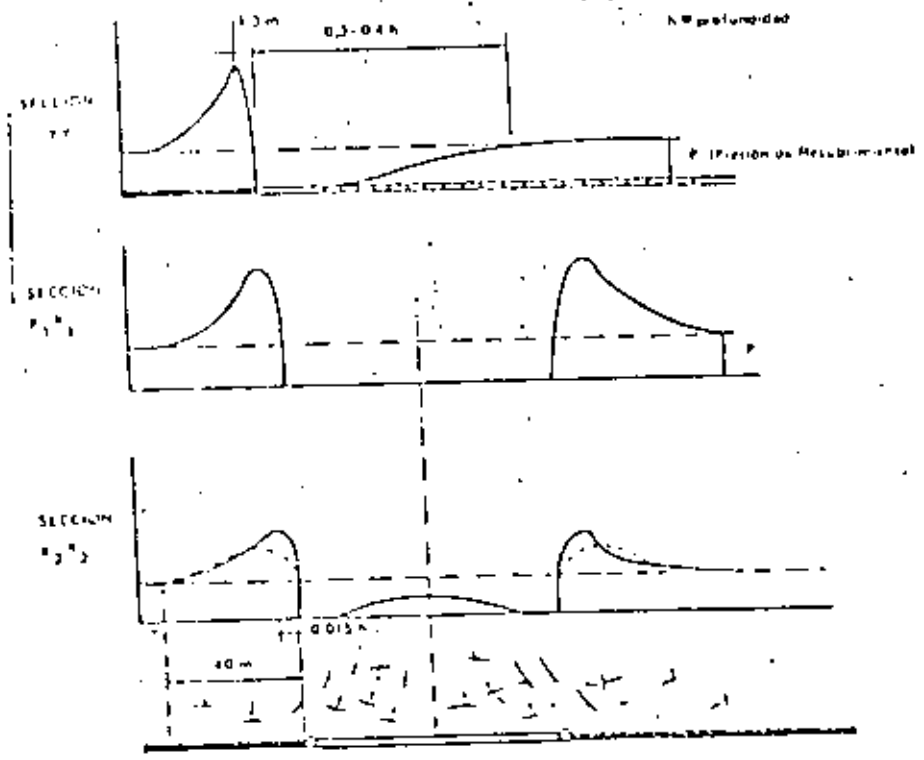




PROYECCION HORIZONTAL



EFECTO DE PRESIONES ALTERNAS



CORTE VERTICAL

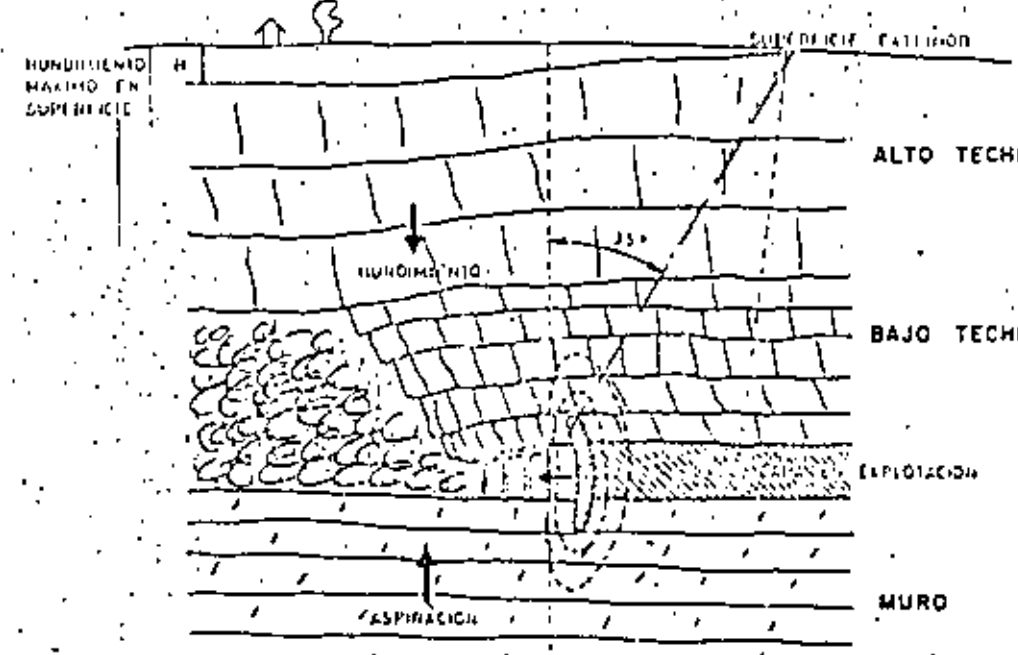
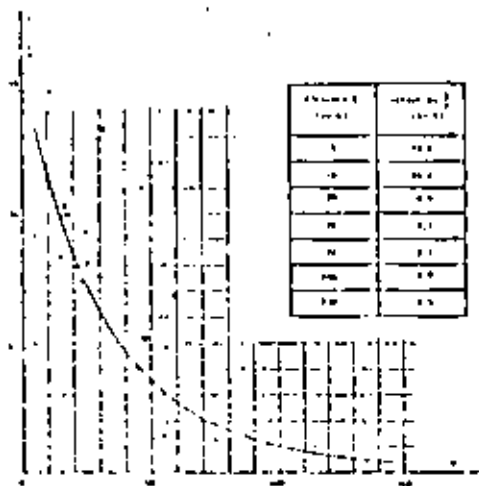


Fig. 11 — MOVIMIENTOS DEL TERRENO INDUCIDOS POR

4.1

$$E = \frac{178 \cdot W}{\left(\frac{H}{100} - 2,36\right)^{7,8}}$$

Expansión (X W)



Distancia vertical (m)

Fig. Nº 12 Expansión de los terrenos en el caso de una explotación por tajo largo.

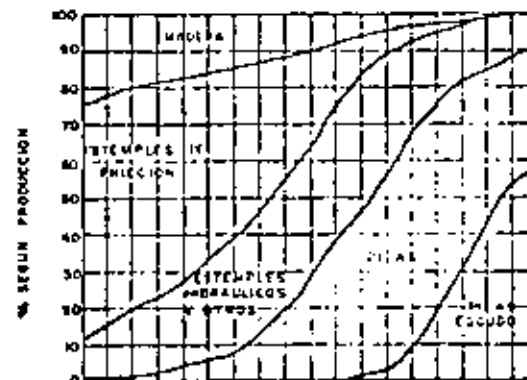
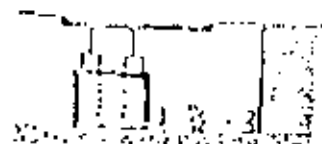
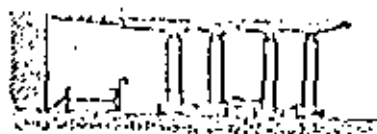


FIG. 20.- EVOLUCION DEL SOSTENIMIENTO DE TAJOS LARGOS EN LA R.F. ALEMANA



45

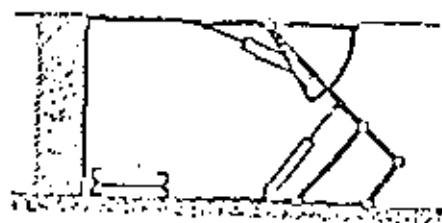


46



21.a.1 - Pila Monobloc

21.a.2 - Pila de cuadros gemelos



21.b.1 - Escudo circular

21.b.2 - Escudo de "Lemniscata"



21.c - Pila-escudo

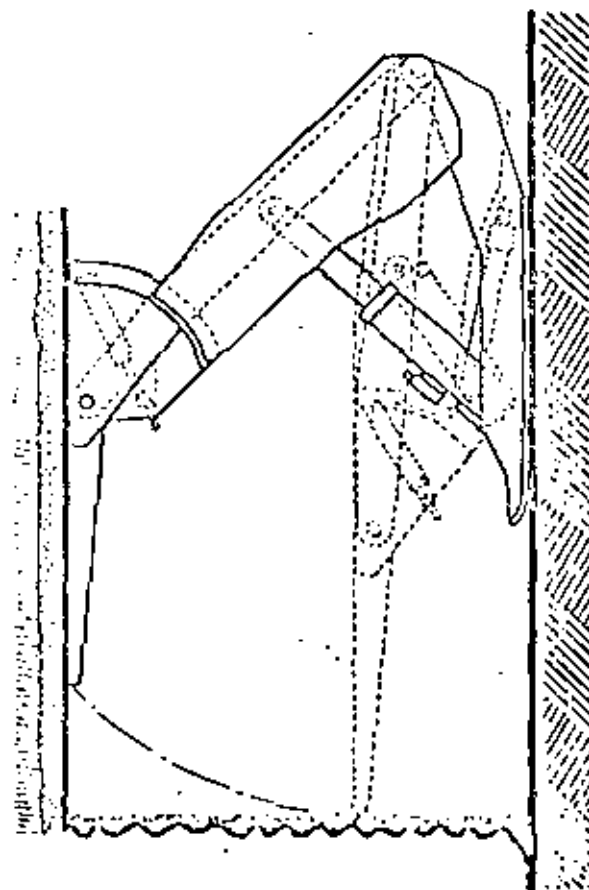


Fig.21 - TIPOS DE SOSTENIMIENTO AUTODESPLAZABLES.

Fig.32 - VARIACION DE LA SUPERFICIE DESCUBIERTA EN UN TAJO EQUIPADO CON ESCUDOS CIRCULARES.

47

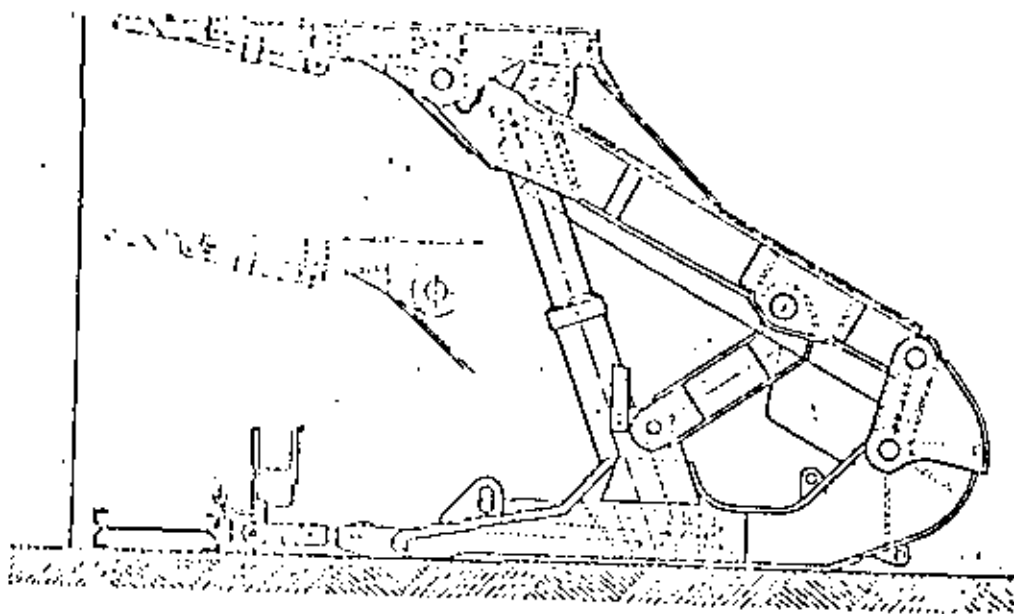
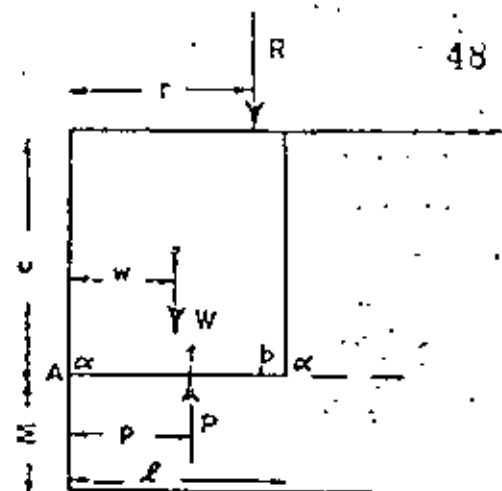
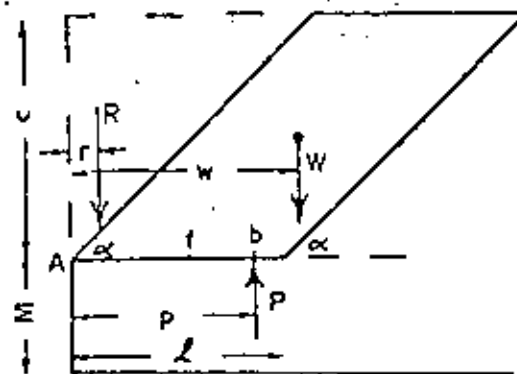


Fig. 34- VARIACION DE LA SUPERFICIE DE TECHO DESCUBIERTA EN UN TAJO EQUIPADO CON ESTAMPONES DE LEMNISCATA.

48



Rotura del techo que sobrecarga los estampes delanteros.



Rotura del techo que sobrecarga los estampes delanteros.



M	α	l = 3.0 m		l = 3.6 m		l = 4.2 m	
		F	B	F	B	F	B
α	deg	MN	MN	MN	MN	MN	MN
1	90	0.14	0.01	0.21	0	0.31	0
	75	0.10	0.05	0.17	0.01	0.25	0
	60	0.06	0.09	0.12	0.08	0.19	0.02
	45	0	0.15	0.05	0.13	0.11	0.10
	30	0	0.21	0	0.21	0	0.22
2	90	0.27	0.03	0.43	0	0.61	0
	75	0.13	0.17	0.25	0.11	0.41	0.01
	60	0	0.32	0.05	0.31	0.17	0.23
	45	0	0.45	0	0.46	0	0.47
	30	0	0.67	0	0.66	0	0.66
3	90	0.41	0.04	0.84	0	0.92	0
	75	0.08	0.37	0.24	0.30	0.46	0.17
	60	0	0.61	0	0.63	0	0.66
	45	0	0.90	0	0.89	0	0.80
	30	0	1.39	0	1.35	0	1.34

Fig. NO 41. CARGAS POR METRO DE FRENTE PARA LOS ESTEMPLES DELANTEROS (F) Y TRASEROS (B) SEGUN WILSON.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION**

CALCULO DEL BULONAJE

DR. BENJAMIN CELADA TAMAMES

JULIO, 1982



II.4 CALCULO DEL BULONAJE

Benjamín Celada Tamames
Doctor Ingeniero de Minas

S U M A R I O

1. Introducción
 - 1.1 Estado actual de conocimientos
 - 1.2 Parámetros del sostenimiento por bulonaje
2. Dimensionado de los parámetros geométricos
 - 2.1 Orientación de los pernos
 - 2.2 Cálculo de mortero
 - 2.3 Diámetro de los taladros
 - 2.4 Placas de base
3. Parámetros resistentes
 - 3.1 Modelos mecánicos de cálculo
 - 3.1.1 Suspensión de estratos
 - 3.1.2 Disminución de tensiones de tracción
 - 3.1.3 Cosido de estratos
 - 3.1.4 Cosido de una viga estratificada y fisurada
 - 3.1.5 Refuerzo de una roca fragmentada
 - 3.2 Abacos empíricos de predimensionado
 - 3.2.1 Matriz de predimensionado de DEJEAN, RAFFOUX
 - 3.2.2 Sistema de predimensionado de JURCENKO
 - 3.2.3 Abacos de GALCZYNSKI-DUDEK
 - 3.3 El bulonaje como sostenimiento que trabaja a cortante
 - 3.4 Bulones anclados con cemento
 - 3.5 Tensión previa
4. Tirantes
5. Conclusiones
6. Bibliografía.

CALCULO DEL BULONAJE

Benjamín Celada Tamames
Doctor Ingeniero de Minas

1. Introducción

Dentro de este curso nos hemos ocupado de dos aspectos importantes de la utilización del bulonaje: la tecnología actual y los métodos de control. Vamos a ocuparnos ahora del diseño de un sostenimiento por bulonaje.

1.1 Estado actual de conocimientos

Dentro de esta introducción creo oportuno recurrir a dos citas de técnicos relevantes para enmarcar toda la filosofía que vamos a desarrollar sobre este tema. BERTHIER* en la presentación de una acertada monografía de PANET (1), escribe: "Los cálculos llamados exactos fundados sobre hipótesis falsas, son substituidos por cálculos menos rigurosos fundados sobre hipótesis más satisfactorias".

Por otro lado LEOPOLD MULLER (*) en la introducción a la obra cumbre de EGGER (2) dice: "... por una parte no es posible, con los métodos actuales de la estática de construcciones, conocer exactamente el comportamiento estático del sostenimiento de túneles ya que nos faltan para ello hipótesis de carga verosímiles; por otra parte los Jefes de Obra frecuentemente reclaman, e incluso ellos realizan, cálculos que, a causa de la laguna científica actual, presentan un

(*) J. BERTHIER es Director Adjunto del Laboratorio Central de "Ponts et Chaussées" sito en París.



carácter ficticio".

5

Estas dos citas tienen un denominador común: en el estado actual de conocimientos no hay una solución exacta ni única a los problemas de sostenimiento. De esto se deduce que hay que huir de toda postura dogmática y, por el contrario, es preciso adoptar una postura de crítica positiva hacia todos los modelos de cálculo presentados para poder discernir sobre sus limitaciones.

Para un problema de sostenimiento dado el mejor modelo de cálculo será aquel que mejor refleje el comportamiento conjunto de los terrenos y el sostenimiento. Para problemas perfectamente definidos será lícito recurrir a modelos simples mientras que para problemas más generales habrá que recurrir a modelos más complejos y cuando, por desgracia frecuentemente, no podamos ofrecer soluciones rigurosas debremos recurrir a simplificaciones de validez constatada por la experiencia.

1.2 Parámetros del sostenimiento por bulonaje

Para sistematizar el dimensionado del bulonaje vamos a dividir los parámetros que intervienen en dos grandes grupos: geométricos y resistentes.

Consideremos como parámetros geométricos aquellos que inciden indirectamente en la capacidad resistente del sostenimiento por bulonaje y pueden ser definidos con cierta independencia respecto al esfuerzo portante requerido. Como parámetros geométricos consideraremos: orientación de los pernos, diámetro de los taladros, volumen del mortero, placas de base, te la métrica y superficie de los pernos.

(*) LEOPOLD MULLER ha sido el primer presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.

Consideraremos como parámetros resistentes los que incidan directamente en la capacidad resistente del sostenimiento y deben ser definidos en base al esfuerzo portante requerido; estos parámetros son: longitud de bulonaje, densidad de bulonaje y resistencia de los bulones.

2. Dimensionado de los parámetros geométricos

A continuación daremos las reglas actualmente consideradas como válidas para definir los parámetros geométricos de un bulonaje (3).

2.1 Orientación de los pernos

Según Tincelin (4) un perno influye un volumen de roca definido por la revolución alrededor del perno de un cuadrado que tiene por diagonal el propio perno. El primer criterio que debe seguirse al proyectar un sostenimiento por bulonaje es procurar que estos "conos de influencia" se corten entre sí.

La figura nº 1 ilustra este concepto.

La forma de la rotura que se espera pueda producirse en la galería tiene gran importancia para orientar los bulones. Si se espera que el techo de la galería se comporte como una viga que trabaja a tracción cabe presumir la existencia de grietas de tracción en la parte central del techo conforme se indica en la figura 2a; aunque la resistencia a tracción de las rocas es francamente pequeña este tipo de rotura es menos grave de lo que parece pues aunque la viga se parta en dos bloques siempre existirá un efecto de acuchamiento que favorecerá la estabilidad.

Normalmente las galerías alcanzan el colapso por rotura por corte, figura 3 y si suponemos que el techo sigue comportándose como una viga es lógico pensar que los pernos deben colocarse de tal forma que reci

ban la misma cantidad de esfuerzo cortante cada uno. Esto hace que los pernos deban acercarse más a los parámetros conforme indica la figura 2b. Para definir la posición de los pernos respecto al eje de la galería GALCZYNSKY y DUDEK (5) ofrecen la siguiente fórmula:

$$x_m = \frac{\sqrt{m-1} + \sqrt{m}}{2\sqrt{n}} \cdot b \quad (1)$$

donde:

- x_m : distancia del bulon m al eje de la galería
($m = 1, 2, 3 \dots n$)
- n : nº de bulones colocados en la mitad de la galería
- b : semiancho de la galería

Supongamos una galería de cuatro metros ($b=2m$) en la que colocamos seis bulones ($n = 3$)

$$x_1 = \frac{1}{2\sqrt{3}} \cdot 2 = 0,58 \text{ m.}$$

$$x_2 = \frac{1+\sqrt{2}}{2\sqrt{3}} \cdot 2 = 1,39 \text{ m.}$$

$$x_3 = \frac{\sqrt{2}+\sqrt{3}}{2\sqrt{3}} \cdot 2 = 1,81 \text{ m.}$$

Por otro lado si se supone que sobre el techo se individualiza una boveda que se produce por corte, los pernos deberán colocarse de tal forma que corten perpendicularmente a la boveda definida en la figura 2 c de acuerdo con DEJEAN y RAFFOUX (6).

Dado que la estratificación supone, en Minería subterránea, la discontinuidad más importante, es conveniente disponer los bulones lo más perpendicularmente posible a ella. Esto ejerce una asimetría sobre

el esquema de bulonaje conforme se muestra en las figuras 1 y 3.

Por último hay que hacer hincapié que en el esquema de bulonaje la orientación de los bulones debe estar definida de la forma más sencilla posible para no inducir a errores durante la colocación de los pernos.

2.2 Cálculo del mortero

Nos referimos al nombre genérico de mortero porque estos cálculos son idénticos tanto para los pernos anclados con mortero de cemento como para los de resina. Dado que el coste del mortero es del orden de 17 pts/litro y el de la resina a unas 300 pts/litro, está claro que en la práctica sólo nos deberemos preocupar del volumen de resina.

El volumen de resina necesario es el que resulta del cálculo del espacio anular entre perno y taladro mayorado en un 15%. Por lo tanto el volumen necesario se calcula por:

$$V = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \cdot l \cdot 1,15 \quad (2)$$

donde

D = diámetro del terreno = diámetro de la broca mayorado en 1 a 1,5 cm

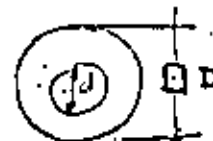
d = diámetro del perno

l = longitud de anclaje

Como fórmula simplificada podemos utilizar:

$$V = 0,9 \cdot (D + d) (D - d) \cdot l \quad (3)$$

Naturalmente el valor obtenido deberemos ajustarlo por exceso a las cargas comerciales. En la tabla 1 se muestran las características de las cargas disponibles en el mercado.



2.3 Diámetro de los taladros

El diámetro de los taladros está relacionado con el diámetro de los bulones y con el útil de colocación en el caso de pernos anclados con resina. Si se emplean herramientas individuales el diámetro del taladro debe ser 2 mm superior al de los pernos; si la colocación se hace con un Jumbo, el diámetro del taladro debe ser 4 mm superior al del perno. Los diámetros de bulón usualmente empleados son 16, 18, 20 y 25 mm.

El hecho de disponer de un Jumbo, o máquina similar, para colocar los bulones tiene una gran importancia sobre ahorro de resina empleada. Haremos la comparación partiendo de un perno corriente de 20 mm de diámetro; la cantidad de resina necesaria por unidad de longitud vale:

Con herramienta individual:

$$S_1 = \frac{\pi \cdot (28^2 - 20^2)}{4}$$

Con Jumbo:

$$S_2 = \frac{\pi \cdot (24^2 - 20^2)}{4}$$

$$\frac{S_2}{S_1} = \frac{176}{384} = 46\% \text{ Es decir por el hecho de utilizar una}$$

maquinaria adecuada es posible alcanzar un ahorro del 54% de la resina manteniendo inalteradas las características resistentes del perno.

En el caso de pernos de anclaje puntual el diámetro del taladro debe ser lo más próximo posible al diámetro del anclaje.

2.4 Placas de base

8

Ya hemos indicado que la placa de base juega un papel esencial en el caso de emplear pernos de anclaje puntual. Si se emplean pernos de anclaje repartido y estos están al máximo de carga la placa base sigue jugando un importante papel. La figura 5 muestra una galería en la que el bulonaje se ha debido reforzar y en la que se muestra claramente que las placas están trabajando por encima de sus posibilidades.

Como criterio general hay que dimensionar las placas de base para que soporten una resistencia superior a la de los pernos. En la práctica esto no puede realizarse más que con ensayos a tracción en laboratorio hasta conseguir que la placa de base soporte la carga de rotura del perno. En la figura 6 se muestran los resultados de varios ensayos a tracción realizados en Potasas de Navarra para dimensionar las placas de base.

3.- Parámetros resistentes.

Los parámetros de bulonaje que inciden más directamente sobre la resistencia de un sostenimiento por bulonaje son: longitud de los pernos, carga admisible y densidad de bulonaje.

Los pernos usualmente empleados en Minería tienen una longitud comprendida entre 1 y 2,4 m es decir entre 1/2 y 1/3 de la anchura de galería. En obras civiles se llegan a emplear pernos de hasta 6 m y, en este caso, los diámetros de los bulones son del orden de 10 mm mientras que el diámetro normal en Minería es de 20 mm.



La carga admisible varían en función del diámetro de los pernos y la resistencia del acero empleado. El acero ordinario de construcción tiene una resistencia a la tracción del orden de 16 kg/mm^2 con lo cual el perno más débil, el de 16 mm de diámetro, tendrá una resistencia de unas 7 t. Por el contrario un perno de 30 mm de diámetro hecho con un acero de unos 70 kg/mm^2 soportará una carga de unas 49 t. Los pernos normales suelen tener un diámetro de 20 mm y resisten unas 20 t.

Se entiende por densidad de colocación el número de bulones colocados por cada metro cuadrado de techo. Habitualmente la densidad varía entre $0,3 \text{ b/m}^2$ y 2 b/m^2 . Por razones de economía interesa ir a la menor densidad de bulonaje posible lo cual para lograr una presión de bulonaje dada, exige emplear pernos hechos en acero con elevada resistencia específica. No hay que olvidar que a mayor resistencia específica menor alargamiento, lo cual puede crear problemas si las rocas son muy deformables.

La longitud, densidad y carga de los bulones están íntimamente relacionados entre sí ya que la longitud frecuentemente define la altura o "canto" del elemento resistente razón por la cual cuanto más largos sean los pernos menores serán las tensiones en el elemento resistente y podrán ser menores la densidad de bulonaje, o la resistencia de los pernos.

3.1 Modulos mecánicos de cálculo

Vamos a exponer ahora algunos modelos de cálculo que pueden ser utilizados para dimensionar los parámetros resistentes del bulonaje.

3.1.1 Suspensión de estratos

El concepto de suspensión de estratos de otros más resistentes es el modelo más antiguo que se ha empleado para explicar el trabajo del bulonaje y dió lugar a la equívoca denominación

de "sostenimiento suspendido".

Para que el efecto de la suspensión pueda existir es preciso que los estratos resistentes se encuentren a una distancia razonable del techo de la galería.

La longitud de los pernos será la de los estratos a suspender aumentada en la longitud necesaria para conseguir el anclaje.

El esfuerzo resistente de los pernos debe corresponder al peso de los terrenos suspendidos:

$$W = 2b \cdot h \cdot a \cdot \gamma \quad (4)$$

donde

- b = semianchura de la galería
- h = altura de terrenos suspendidos
- a = separación entre líneas transversales de bulones
- γ = peso específico de los terrenos

Si n es el número de pernos de una línea y N la resistencia de un perno se cumplirá:

$$n \cdot N = 2 \cdot b \cdot h \cdot a \cdot \gamma \quad (5)$$

Por ejemplo si en una galería de 4 m de ancho (b = 2 m) queremos suspender un conjunto de terrenos poco competentes, de una potencia de 1,2 m con un peso específico de 25 KN/m^3 empleando filas de bulones separadas 2,20 m, se cumplirá

$$n \cdot N = 2 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 2,2 \cdot 25 = 264 \text{ KN} (26,4t)$$

Si empleamos bulones de 100 KN el número de ellos que se necesita por fila es $n = 2,64$ luego tomaremos 3.

Si estos pernos tienen un diámetro de 20 mm (0,02m) y están anclados con resina de $\frac{3}{4}$ de adherencia, la longitud de anclaje necesaria, en el estado resistente estará dada por

1.3.d. $R = N$ (6) es decir

$$l = \frac{100 \cdot 10^3 \text{ N}}{8 \cdot 0,02 \text{ m} \cdot 3 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}} = 0,53 \text{ m}$$

Con lo cual la longitud de los pernos será

$$L = 1,7 + 0,6 = 1,800 \text{ m.}$$

Para que esto sea válido es necesario que el estrato resistente absorba toda la carga inducida por los terrenos suprayacentes, lo cual implica terrenos de muy buena calidad a poca profundidad como es el caso de las minas norteamericanas.

3.1.2. Disminución de tensiones de tracción

En este caso se supone que el techo de la galería es una viga cuyo canto es precisamente la longitud de los pernos. La presión ejercida por el bulonaje disminuye la carga de los terrenos suspendidos disminuyendo las tensiones de tracción sobre el techo de la galería. La longitud de los bulones debe ser determinada por iteraciones sucesivas.

Un ejemplo de aplicación de este simple método lo proporciona una galería en capa de Potosas de Navarra, con las siguientes características:

- Profundidad de la galería $H = 200 \text{ m}$
- Anchura de la galería $2b = 4,5 \text{ m}$
- Resistencia a tracción del techo $\sigma_c = 1 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$
- Densidad terrenos suprayacentes $\gamma = 2,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

En este caso dado que la galería iba a servir a los tajos explotados por hundimientos se supuso que el techo estaba formado por una viga simplemente apoyada, materializándose el apoyo por unas llaves fijas como ilustra la figura 8.

Después de varias aproximaciones se diseñó el esquema que se ilustra en la figura 9 constituido por bulones anclados con resina, de 2 m de largo y una densidad de $0,85 \text{ b/m}^2$

Suponiendo que sobre la galería gravita el 10 el 20 de los terrenos suprayacentes tenemos

$$q_v = \gamma \cdot H \cdot 0,02 = 23 \cdot 200 \cdot 0,02 = 92 \text{ KN/m}^2$$

El momento flector será

$$M = \frac{q_v \cdot (ab)^2}{8} = \frac{92 \cdot 4,5^2}{8} = 23,28 \text{ m.t}$$

El momento de inercia vale

$$I = \frac{1}{12} \cdot h^3 \cdot a = \frac{1}{12} \cdot 2^3 \cdot 1 = 0,666 \text{ m}^4$$

$$\sigma_c = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{232,8 \cdot 1}{0,666} = 349,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities related to the business. It emphasizes the need for transparency and accountability in financial reporting.

2. The second part of the document outlines the various methods and techniques used to collect and analyze data. It covers both qualitative and quantitative research approaches, highlighting the strengths and limitations of each.

3. The third part of the document focuses on the interpretation and analysis of the collected data. It discusses how to identify trends, patterns, and correlations, and how to draw meaningful conclusions from the results.

4. The fourth part of the document addresses the practical application of the research findings. It provides guidance on how to use the data to inform decision-making, develop strategies, and improve overall business performance.

5. The fifth part of the document discusses the ethical considerations and challenges associated with data collection and analysis. It emphasizes the importance of protecting privacy, ensuring data integrity, and maintaining high standards of research ethics.

6. The sixth part of the document provides a summary of the key findings and conclusions. It highlights the most significant insights and offers recommendations for future research and practice.

7. The seventh part of the document includes a list of references and sources used in the research. It provides a comprehensive overview of the literature and resources consulted during the study.

8. The eighth part of the document contains a list of appendices and supplementary materials. These include additional data, charts, and tables that provide further detail and support for the main findings.

9. The ninth part of the document includes a list of acknowledgments and a list of authors. It expresses gratitude to those who provided support and assistance throughout the research process.

10. The tenth part of the document is a concluding statement that summarizes the overall purpose and significance of the research. It reiterates the key findings and offers final thoughts on the implications of the study.

11. The eleventh part of the document includes a list of footnotes and a list of references. It provides additional information and sources related to the research, ensuring that all relevant information is accessible to the reader.

12. The twelfth part of the document is a list of appendices and supplementary materials. These include additional data, charts, and tables that provide further detail and support for the main findings.

13. The thirteenth part of the document includes a list of acknowledgments and a list of authors. It expresses gratitude to those who provided support and assistance throughout the research process.

La galería es estable incluso sin sostenimiento pero cuando se acerca eltajo el régimen de presiones se altera y si suponemos que el máximo de presión es 3 veces el del estado normal de la galería, dado que σ_t es proporcional a σ_v resulta

$$\sigma_t = 3.349,3 = 1047,9 \text{ KN/m}^2 > 1000 \text{ KN/m}^2$$

Si utilizamos pernos de 20 mm de diámetro con una resistencia específica de 160 KN/M^2 la resistencia de cada perno será de 103,6 KN. Como la densidad es de $0,85 \text{ b/M}^2$ el esfuerzo que genera el bulonaje vale

$$\sigma_b = 103,6 \cdot 0,85 = 88 \text{ KN/m}^2$$

En este caso

$$\sigma_v = 92,3 - 88 = 188 \text{ KN/m}^2 \text{ y}$$

$$M = \frac{188,4,5^2}{8} = 475,8 \text{ m. KN}$$

$$\sigma_t = \frac{475,8 \cdot 1}{0,666} = 714,4 \text{ KN/m}^2 < 1000 \text{ KN/m}^2$$

Este es un modelo elemental pero que en este caso concreto resulta de aplicación pues como se muestra en la figura 10 las deformaciones se concentraron de deformaciones en el nivel situado entre 2,5 y 3,6 m.

3.1.3 Conjido de estratos

La unión solidaria de varios estratos es beneficiosa ya que se aumenta el momento de inercia de los estratos considerando que forman una viga resistente. En el caso de una viga constituida por un estrato monolítico de potencia h anchura b la tensión de tracción en el techo de la galería vale

$$\sigma_t = \frac{31^2}{6h} p \quad (7)$$

siendo p la presión provocada por los terrenos suprayacentes.

Si la misma viga está constituida por n estratos iguales solidarizados la tensión de tracción vale ahora

$$\sigma_{t,n} = \frac{3}{4} \cdot p \cdot \frac{1^2}{n^2 h^2} \quad (8)$$

Basándose en este principio CALCEYNSKI (7) ha desarrollado unos modelos de cálculo cuyos resultados exponemos a continuación, y que ilustramos en la figura 11.

La longitud de los bulones está dada por

$$L = a \cdot b \sqrt{\frac{3\sigma_v}{2\sigma_r}} \quad (9)$$

donde:

n = coeficiente de seguridad

b = semianchura de la galería

σ_v = presión vertical sobre el techo

σ_r = resistencia de la roca a flexión

Para una galería de 4 m:

$$(b=2\text{m}); \quad \gamma = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}; \quad H = 600 \text{ m}; \quad \sigma_r = 1.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ y}$$

$$n = 1,2$$

considerando que la carga es el 20% de la tensión en macizo virgen (*).

(*). Galcynski considerará que la presión que actúa es la debida al peso de los terrenos lo cual es una hipótesis ciertamente pesimista.



$$L = 1,2 \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot 600 \cdot 25 \cdot 0,02}{3 \cdot 000 \cdot 2}} = 0,92m$$

La resistencia requerida para los bulones será si el terreno tiene cohesión (c) y un ángulo de rozamiento interno β :

$$N = \frac{3 \cdot c_v \cdot \sqrt{2\sigma_x} - 4 \cdot C \sqrt{3\sigma_v}}{2n \sqrt{3\sigma_v} \cdot \operatorname{tg} \phi} \cdot b \cdot b \quad (10)$$

Si no hay cohesión $c = 0$ y entonces

$$N = \frac{\sqrt{6\sigma_v \cdot \sigma_x}}{2n \cdot \operatorname{tg} \phi} \cdot b \cdot b \quad (11)$$

o es, en ambos casos, el número de bulones en una línea con una separación entre líneas de 1 m.

Si consideramos que no hay cohesión; resulta, según (11) con cuatro bulones por línea, $n=4$ y $\beta=0$

$$N = \frac{\sqrt{6 \cdot 600 \cdot 25 \cdot 0,02 \cdot 3000}}{2 \cdot 4 \cdot 0,577} = 503,42 \text{ KN } (\approx 50,3t)$$

Parece lógico aumentar el número de bulones para bajar N; si tomamos $n = 6$ resultará en este caso

$$N = 135,6 \text{ KN } (33,56 t)$$

Para lograr esta resistencia bastará utilizar pernos de 25 mm de diámetro con resistencia de 70 Kg/mm²

Si ahora admitimos que el terreno tiene una cohesión pequeña del orden de 100 $\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ (1 Kg/cm²) tenemos a partir de la ecuación (10) que

$$N = \frac{3 \cdot 600 \cdot 25 \cdot 0,02 \sqrt{2 \cdot 300 - 4 \cdot 100} \sqrt{3 \cdot 600 \cdot 25 \cdot 0,02}}{2 \cdot 6 \cdot \sqrt{3 \cdot 600 \cdot 25 \cdot 0,02} \cdot 0,577}$$

$$= 277,84 \text{ KN } (27,7 t)$$

Esto se puede conseguir empleando pernos de 22 mm de diámetro con resistencia específica de 73 Kg/mm².

3.1.4 Cosido de una viga estratificada y fisurada

JURCENKO (8) utilizando el modelo de viga estratificada cosida por los pernos ha establecido unas relaciones interesantes que tienen en cuenta el estado de fisuración del techo de la galería.

La longitud de los bulones está dada por:

$$L = \beta \cdot A \cdot \sqrt{f} \quad (11)$$

donde

A = altura de techo expansionada (m)

β = coeficiente de Protodiakonov

f = $\frac{\text{resistencia a compresión simple en Kg/cm}^2}{100}$

en rocas sanas)

β = Parámetro que depende de la anchura de la galería según la tabla siguiente

Anchura de la galería Z(m)	2	3	4	5	6
β	0,333	0,376	0,292	0,258	0,250



Aparentemente parece que la expresión (11) es -- falsa ya que podría deducirse de ella que cuanto más ancha es la galería menor debe ser la longitud de los pernos ya que decrece ϕ según la tabla adjunta. Por otro lado al aumentar la resistencia de las rocas, f aumentará, y los pernos deberán ser mayores. Estas conclusiones son erróneas ya que al aumentar la anchura de la galería la altura, A, de la zona expandida aumentará rápidamente y al aumentar la resistencia de las rocas disminuirá la expansión del techo.

En cualquier caso A debe ser determinado mediante medidas extensométricas in situ o bien comprobado, mediante ellas, que la hipótesis admitida para el cálculo es correcta.

La densidad de bulonaje puede ser calculada, suponiendo que la carga admisible para cada bulón sea 150 KN (15 t), mediante la expresión:

$$D \left(\frac{b}{m^2} \right) = \frac{\sqrt{2b(t+1)} \sqrt{H}}{2.5 \sqrt{f}} \quad (12)$$

donde : b es la semianchura de la galería (m)
t es el número de fisuras por m² de techo
H es la profundidad de la galería (m)
f es el coeficiente de Protodiakonov

Partiendo del ejemplo que estamos considerando, suponemos una galería de 4 m de ancho (b=2), situada a 600 m de profundidad (H=600) con una resistencia a compresión de 50. MN/m² (que equivale a 500 Kg/cm²) y por lo tanto f = 5, en la que el techo presenta 5 fisuras por cada metro cuadrado.

Según la experiencia podemos suponer que al límite de la zona expandida se encuentra a 5 metros, aunque este dato se deberá comprobar "in situ".

16
como la anchura de la galería es de 4 m, $\phi = 0,292$ de la tabla anterior.

Con esto la longitud de los bulones será, según (11)

$$L = 0,292 \cdot 5 \cdot \sqrt{5} = 2,18 \text{ m}$$

y la densidad de bulonaje, según (12)

$$D = \frac{\sqrt{2 \cdot 2(5+1)} \sqrt{600}}{2,5 \sqrt{5}} = 1,002 \frac{b}{m^2}$$

Para conseguir pernos de 150 KN de resistencia bastará emplear pernos de 20 mm de diámetro con una resistencia específica de 480 MN/m² (48 Kg/mm²).

3.1.5 Refuerzo de una roca fragmentada

En este caso se supone que la roca está fragmentada formándose encima de la galería una campana de roca individualizada cuyo peso hay que contrarrestar.

Suponiendo que la roca trabaja a compresión y -- que el fallo se produzca por corte la línea de rotura formará un ángulo con la horizontal de $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$. La altura de la masa fragmentada, de acuerdo con DELJEAN y RAFFOUX (6) vale

$$h = \frac{1,25 \cdot b}{2} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (13)$$

y puede tomarse la longitud de los bulones $L = h$

y la masa encerrada por la campana vale

$$M = \gamma \cdot \frac{(1,25 \cdot b)^2}{6} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \delta$$

$$M = \frac{\gamma \cdot b^2}{1,04} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (14)$$

ponde:

- b = semianchura de la galería
- γ = peso específico de las rocas
- ϕ = ángulo de rozamiento interno

Si consideramos la galería con una anchura de 4 m ($b=2$) trazada sobre una roca de densidad 25 KN/m^3 tenemos que la longitud de los bulones valdrá, según (11)

$$L = \frac{1,25}{2} \cdot 2 \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{30}{2} \right) = 2,16 \text{ m}$$

La carga por metro de galería será

$$W = \frac{25 \cdot 2^2}{1,04} \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{30}{2} \right) = 166,54 \text{ KN} (16,45 \text{ t})$$

Si empleamos bulones de 18 mm de diámetro con una resistencia específica de 320 KN/m^2 (32 Kg/mm^2) - cada bulón puede ejercer un esfuerzo de 81,4 KN con lo cual con tres bulones será ampliamente suficiente de acuerdo con los cálculos efectuados.

La figura 12 ilustra este ejemplo.

3.2 Abacos empíricos de predimensionado

De los ejemplos analizados son estrictamente comparables los de los apartados 3.1.3 (Galczynski) y 3.1.4 (Jurcenko) ya que el modelo de DEJEAN y RAFFOUX al no tener en cuenta la profundidad exige menores esfuerzos resistentes. Los resultados de ambos métodos los podemos resumir así:

Modelo	Longitud (L)	Nº Pernos por línea (n)	Distancia Líneas	Resistencia per- nos (N)
Cosido de estratos con cohesión (GALCZYNSKI)	0,92 m	6	1 m	277 KN
Cosido de estratos (JURCENKO)	2,18 m	4	1 m	150 KN

A pesar de la disparidad de los resultados finales, si consideramos que el refuerzo de la roca está definido por

$$R = L(m) \cdot n \cdot N (\text{KN})$$

$$R = L(m) \cdot n \left(\frac{b}{m} \right) \cdot N \left(\frac{\text{KN}}{b} \right) \text{ queda } [R] = \text{KN}$$

tenemos que en ambos casos R adquiere un valor similar pues

$$R_G = 0,92 \cdot 6 \cdot 277 = 1.529 \text{ KN/m y}$$

$$R_J = 2,18 \cdot 4 \cdot 150 = 1.308 \text{ KN/m}$$

Recordando lo que dijimos en la introducción sobre las posibilidades actuales de los métodos de cálculo vamos a exponer ahora algunos abacos de predimensionamiento del bulonaje que pueden ser de gran utilidad y eficacia si los complementamos con un eficaz control del bulonaje.

3.2.1 Matriz de predimensionado de DEJEAN - RAFFOUX

DEJEAN y RAFFOUX han presentado una tabla que, en forma matricial, refleje los criterios usuales de predimensionado de galerías bulonadas, tal como se produce en la figura 11.



La longitud y superficie, correspondiente a cada perno definitiva se determinan mediante las expresiones:

$$L = L_0 \cdot K_H \cdot K_f \cdot K_{2b} \quad (16)$$

siendo K_H = parámetro que depende de la profundidad de la galería.

K_f = Parámetro que depende de la resistencia a compresión de las rocas.

K_{2b} = Parámetro que depende de la anchura de la galería.

En la figura 14 se muestran las gráficas para determinar estos parámetros

$$S = s_0 \cdot K'_H \cdot K'_f \cdot K'_{2b} \quad (17)$$

Los parámetros K'_H , K'_f y K'_{2b} tienen el mismo significado que los anteriores y su cálculo puede realizarse mediante los gráficos de la figura 15.

De este sistema podemos resaltar:

- El bulonaje no debe aplicarse en terrenos carboníferos con resistencia a compresión menor que 30 MPa -- (300 Kg/cm² = f = 3) recordemos que en las investigaciones realizadas en MINOSA al límite inferior lo fijamos en 28 MPa (280 Kg/cm² = f = 2,8).
- No se deben emplear bulones de anclaje repartido con hormigón en galerías que cortan carbón.
- No se consideran los bulones anclados con resinas ya que en la URSS no se han empezado a utilizar hasta hace muy pocos años. Pensamos que los valores proporcionados para transversales bulonados con pernos de expansión son comparables a las condiciones del bulonaje a resina.

En el ejemplo que venimos considerando asimilaremos, por lo dicho antes, la galería a un transversal y supondremos que va a ser sostenido con pernos de expansión; por ello:

$$L_0 = 1,25 \text{ (m)}$$

$$s_0 = 0,95 \text{ (m}^2/\text{b)}$$

La anchura de la galería es 4 m por lo cual, de las figuras 14 y 15, obtenamos:

$$K_{2b} = 1,32 \text{ y } K'_{2b} = 0,70$$

La resistencia a compresión de las rocas es 30 MPa (f = 5) luego

$$K_f = 0,87 \text{ y } K'_f = 1,9$$

Por último la profundidad de la galería es H = 600m por lo cual

$$K_H = 1,41 \text{ y } K'_H = 0,68$$

Con lo cual según (16) la longitud de los bulones necesaria será

$$L = 1,25 \cdot 1,32 \cdot 0,87 \cdot 1,41 = \underline{2,02 \text{ m}}$$

y de (17) la superficie por cada bulón será

$$S = 0,95 \cdot 0,70 \cdot 1,9 \cdot 0,68 = \underline{0,957 \text{ (m}^2/\text{b)}}$$

La densidad de bulonaje será el inverso es decir

$$D = \frac{1}{S} = 1,04 \text{ b/m}^2$$



Los terrenos han sido clasificados en tres clases, con lo cual de una forma simple nos permite saber si estamos en un estado homogéneo y sano, de estratos o bloques sueltos.

Para cada tipo de terreno se determinan tres 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112 113 114 115 116 117 118 119 120 121 122 123 124 125 126 127 128 129 130 131 132 133 134 135 136 137 138 139 140 141 142 143 144 145 146 147 148 149 150 151 152 153 154 155 156 157 158 159 160 161 162 163 164 165 166 167 168 169 170 171 172 173 174 175 176 177 178 179 180 181 182 183 184 185 186 187 188 189 190 191 192 193 194 195 196 197 198 199 200 201 202 203 204 205 206 207 208 209 210 211 212 213 214 215 216 217 218 219 220 221 222 223 224 225 226 227 228 229 230 231 232 233 234 235 236 237 238 239 240 241 242 243 244 245 246 247 248 249 250 251 252 253 254 255 256 257 258 259 260 261 262 263 264 265 266 267 268 269 270 271 272 273 274 275 276 277 278 279 280 281 282 283 284 285 286 287 288 289 290 291 292 293 294 295 296 297 298 299 300 301 302 303 304 305 306 307 308 309 310 311 312 313 314 315 316 317 318 319 320 321 322 323 324 325 326 327 328 329 330 331 332 333 334 335 336 337 338 339 340 341 342 343 344 345 346 347 348 349 350 351 352 353 354 355 356 357 358 359 360 361 362 363 364 365 366 367 368 369 370 371 372 373 374 375 376 377 378 379 380 381 382 383 384 385 386 387 388 389 390 391 392 393 394 395 396 397 398 399 400 401 402 403 404 405 406 407 408 409 410 411 412 413 414 415 416 417 418 419 420 421 422 423 424 425 426 427 428 429 430 431 432 433 434 435 436 437 438 439 440 441 442 443 444 445 446 447 448 449 450 451 452 453 454 455 456 457 458 459 460 461 462 463 464 465 466 467 468 469 470 471 472 473 474 475 476 477 478 479 480 481 482 483 484 485 486 487 488 489 490 491 492 493 494 495 496 497 498 499 500 501 502 503 504 505 506 507 508 509 510 511 512 513 514 515 516 517 518 519 520 521 522 523 524 525 526 527 528 529 530 531 532 533 534 535 536 537 538 539 540 541 542 543 544 545 546 547 548 549 550 551 552 553 554 555 556 557 558 559 560 561 562 563 564 565 566 567 568 569 570 571 572 573 574 575 576 577 578 579 580 581 582 583 584 585 586 587 588 589 590 591 592 593 594 595 596 597 598 599 600 601 602 603 604 605 606 607 608 609 610 611 612 613 614 615 616 617 618 619 620 621 622 623 624 625 626 627 628 629 630 631 632 633 634 635 636 637 638 639 640 641 642 643 644 645 646 647 648 649 650 651 652 653 654 655 656 657 658 659 660 661 662 663 664 665 666 667 668 669 670 671 672 673 674 675 676 677 678 679 680 681 682 683 684 685 686 687 688 689 690 691 692 693 694 695 696 697 698 699 700 701 702 703 704 705 706 707 708 709 710 711 712 713 714 715 716 717 718 719 720 721 722 723 724 725 726 727 728 729 730 731 732 733 734 735 736 737 738 739 740 741 742 743 744 745 746 747 748 749 750 751 752 753 754 755 756 757 758 759 760 761 762 763 764 765 766 767 768 769 770 771 772 773 774 775 776 777 778 779 780 781 782 783 784 785 786 787 788 789 790 791 792 793 794 795 796 797 798 799 800 801 802 803 804 805 806 807 808 809 810 811 812 813 814 815 816 817 818 819 820 821 822 823 824 825 826 827 828 829 830 831 832 833 834 835 836 837 838 839 840 841 842 843 844 845 846 847 848 849 850 851 852 853 854 855 856 857 858 859 860 861 862 863 864 865 866 867 868 869 870 871 872 873 874 875 876 877 878 879 880 881 882 883 884 885 886 887 888 889 890 891 892 893 894 895 896 897 898 899 900 901 902 903 904 905 906 907 908 909 910 911 912 913 914 915 916 917 918 919 920 921 922 923 924 925 926 927 928 929 930 931 932 933 934 935 936 937 938 939 940 941 942 943 944 945 946 947 948 949 950 951 952 953 954 955 956 957 958 959 960 961 962 963 964 965 966 967 968 969 970 971 972 973 974 975 976 977 978 979 980 981 982 983 984 985 986 987 988 989 990 991 992 993 994 995 996 997 998 999 1000 1001 1002 1003 1004 1005 1006 1007 1008 1009 1010 1011 1012 1013 1014 1015 1016 1017 1018 1019 1020 1021 1022 1023 1024 1025 1026 1027 1028 1029 1030 1031 1032 1033 1034 1035 1036 1037 1038 1039 1040 1041 1042 1043 1044 1045 1046 1047 1048 1049 1050 1051 1052 1053 1054 1055 1056 1057 1058 1059 1060 1061 1062 1063 1064 1065 1066 1067 1068 1069 1070 1071 1072 1073 1074 1075 1076 1077 1078 1079 1080 1081 1082 1083 1084 1085 1086 1087 1088 1089 1090 1091 1092 1093 1094 1095 1096 1097 1098 1099 1100 1101 1102 1103 1104 1105 1106 1107 1108 1109 1110 1111 1112 1113 1114 1115 1116 1117 1118 1119 1120 1121 1122 1123 1124 1125 1126 1127 1128 1129 1130 1131 1132 1133 1134 1135 1136 1137 1138 1139 1140 1141 1142 1143 1144 1145 1146 1147 1148 1149 1150 1151 1152 1153 1154 1155 1156 1157 1158 1159 1160 1161 1162 1163 1164 1165 1166 1167 1168 1169 1170 1171 1172 1173 1174 1175 1176 1177 1178 1179 1180 1181 1182 1183 1184 1185 1186 1187 1188 1189 1190 1191 1192 1193 1194 1195 1196 1197 1198 1199 1200 1201 1202 1203 1204 1205 1206 1207 1208 1209 1210 1211 1212 1213 1214 1215 1216 1217 1218 1219 1220 1221 1222 1223 1224 1225 1226 1227 1228 1229 1230 1231 1232 1233 1234 1235 1236 1237 1238 1239 1240 1241 1242 1243 1244 1245 1246 1247 1248 1249 1250 1251 1252 1253 1254 1255 1256 1257 1258 1259 1260 1261 1262 1263 1264 1265 1266 1267 1268 1269 1270 1271 1272 1273 1274 1275 1276 1277 1278 1279 1280 1281 1282 1283 1284 1285 1286 1287 1288 1289 1290 1291 1292 1293 1294 1295 1296 1297 1298 1299 1300 1301 1302 1303 1304 1305 1306 1307 1308 1309 1310 1311 1312 1313 1314 1315 1316 1317 1318 1319 1320 1321 1322 1323 1324 1325 1326 1327 1328 1329 1330 1331 1332 1333 <

Estos resultados concuerdan perfectamente con los encontrados antes.

3.2.3 Abacos de GALCZYNSKI y DUDEK

El abaco de GALCZYNSKI y DUDEK (10), que se reproduce en la figura 16, está basado en un estudio probabilístico de la calidad del sostenimiento por bulonaje en función de la suspensión sobre el valor medio de la resistencia a compresión de las rocas bulonadas. Para utilizar el abaco hay que partir de unos parámetros arbitrarios de bulonaje que afectan a:

L = longitud de los pernos

a = separación media de los pernos ($\frac{n}{2b}$ siendo n = el número de pernos en una línea y $2b$ el ancho de la galería.

c = distancia entre dos líneas de pernos.

Todas las galerías deben ser clasificadas atendiendo a su estado de fisuración, en cuatro grupos en función del volumen de los costeros que pueden desprenderse:

TIPO A : Volumen máximo de los costeros $Q_1 = 0,001 \text{ m}^3$

TIPO B : Volumen medio de los costeros $Q_2 = 0,01 \text{ m}^3$

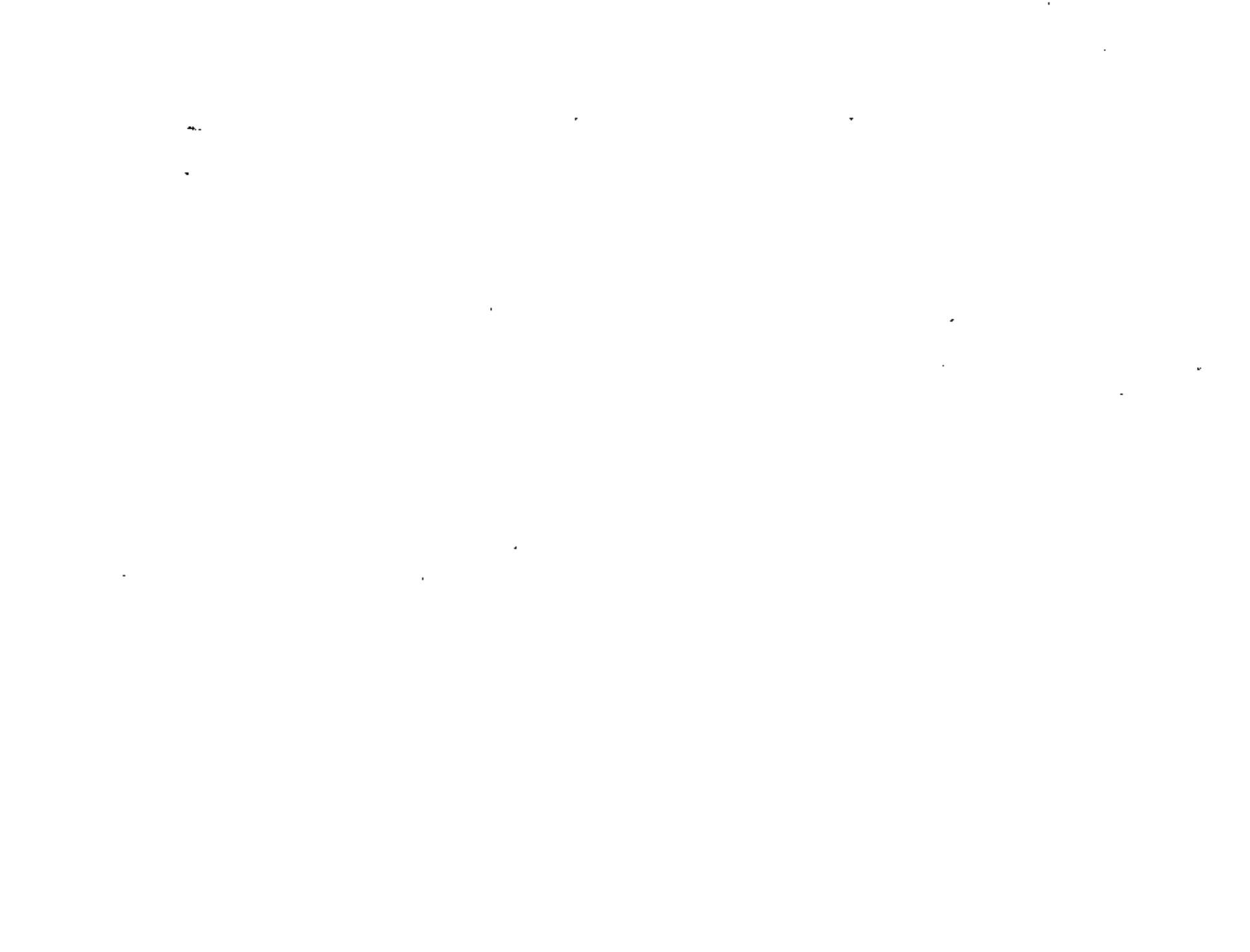
TIPO C : Volumen medio de los costeros $Q_3 = 0,1 \text{ m}^3$

TIPO D : Volumen mínimo de los costeros $Q_4 = 1 \text{ m}^3$

La calidad de la roca, medida por su resistencia a la compresión simple, divide a estas en nueve grupos con las siguientes características:

CLASE DE ROCA	CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (t)	DESVIACIÓN %
I	Terreno con gran resistencia y sin fisuras.	20	5
II	Terreno con gran resistencia; pero con algunas fisuras, sobre todo si el sostenimiento se atrasa.	15	10
III	Terreno muy resistente; pero con alteraciones locales.	10	15
IV	Terreno resistente; pero con planos de rotura.	8	20
V	Terreno resistente; pero con alteraciones locales.	6	30
VI	Terreno resistente con agua o muy fisurado.	5	40
VII	Terreno poco resistente	4	50
VIII	Terreno poco resistente con alteraciones locales.	3	70
IX	Terreno muy poco resistente	2-0	70

A partir de estos datos se llega a definir la clase de techo (First - Klasse) en seis grupos para cada uno de los cuales se asigna un coeficiente de ponderación de la longitud del perno y se especifica el coeficiente de seguridad que se obtiene en el conjunto roca-perno para prevenir las desviaciones de las características geomecánicas de las rocas. La clasificación de techos es la siguiente:



CLASE	CARACTERISTICAS DEL TERRENO	COEFICIENTE DE LONGITUD	FACTOR DE SEGURIDAD CONTENIDO
0	Techo que se sostiene muy bien	1,1	1,1
I	Techo que se sostiene solo con bulonaje pero que necesita un refuerzo moderado.	1,25	1,25
II	Techo que se sostiene solo con bulonaje pero necesita un refuerzo para prevenir roturas locales. Hay que poner malla metálica ligera $\beta < 2 \text{ mm}$	1,50	1,50
III	Techo que se sostiene solo con bulonaje pero que necesita refuerzo para prevenir rotura. Hay que emplear tela metálica $2 \text{ mm} < \beta < 4 \text{ mm}$	1,50	2,0
IV	Techo que necesita malla metálica fuerte, $\beta > 4 \text{ mm}$, y hormigón proyectado ligero espesor $< 10 \text{ cm}$	1,50	4,0
V	Techo que necesita malla metálica fuerte, $\beta > 4 \text{ mm}$, y hormigón proyectado medio, espesor $> 10 \text{ cm}$. o techo que se debe sostener con cuadro metálico.	1,5	10,0

Si con los parámetros de bulonaje escogidos "a priori", la clasificación de galerías y la del terreno se cae en una clase de techo que no se considera apropiada, por ejemplo la IV donde hay que prever un gunitado, deben aumentarse los parámetros de bulonaje hasta llegar al resultado deseado y mejorar la longitud del perno con el coeficiente que resulta.

En nuestro ejemplo consideraremos que para sostener la galería de 4 m de ancho empleamos 5 pernos de 1,6 m de largo ($1,6 > \frac{4}{2}$) cual la separación media entre pernos es $\frac{4}{5} = 1,25 \text{ m} = a$; la separación de las líneas de pernos la suponemos $c = 1 \text{ m}$. Supongamos que el volumen medio de los costeros que pueden caer sea de unos $0,01 \text{ m}^3$ se dice galería tipo B y que el terreno sea de la clase V -- (aquí se supone $f = 6$ creando hasta ahora era $f = 5$ pero aquí la clase VI que corresponde a $f=5$ exige un terreno muy fisurado lo cual no es nuestro caso). Con ello el techo está clasificado en la clase I y corresponde un coeficiente de perno de 1,5) con lo cual la longitud necesaria será

$$L = 1,6 \cdot 1,5 = 2,40 \text{ m}$$

La densidad resultante es

$$\frac{5 \text{ bulones}}{4 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}} = 1,25 \text{ b/m}^2$$

Ambos resultados coinciden con los obtenidos antes con un grado aceptable de desviación.

Como objeción a este método cabe destacar que no tiene en cuenta el efecto de la profundidad, más que indirectamente al considerar el volumen de los costeros desprendidos. Ello es debido porque este sistema ha sido concebido para las condiciones de los yacimientos carboníferos de Polonia que están situados entre 600 y 800 m.

3.3 El bulonaje como sostenimiento que trabaja a cortante

Hasta ahora el efecto que se ha asignado al bulonaje es el de trabajar a tracción; sujetando un estrato débil a otro fuerte, reforzando varios estratos entre sí, sujetando una campana de roca degradada... La teoría de CALCIYNSKI, expuesta y actualizada por DUDEK (11) establece un nuevo concepto sobre el trabajo del bulonaje que merece ser destacado. Se parte del principio de que cuando una galería bulonada se hunde lo hace tal co-



no se indica en la figura 17; es decir el techo inmediato falla por esfuerzo cortante.

Por otro lado se supone que el techo bulonado se comporta como una viga elástica sobre la que se forma una campana de presión tal y como se indica en la figura 18. En estas condiciones, conforme muestra la distribución de presiones de la figura 18, puede ocurrir que la tensión en la viga bulonada sea mayor que en los estratos inmediatos suprayacentes.

Podemos afirmar que la originalidad de este modelo radica en que combina el efecto de la creación de una viga resistente con la creación de una bóveda descomprimida. Vamos a exponer la teoría de GALCZYNSKI como lo presenta DUDEK.

Si n es el número de bulones colocados en un arco cada metro de galería y N es la fuerza que resiste cada bulón, la fuerza generada por el bulonaje vale n.N. Esta fuerza tendrá que equilibrarse con la fuerza que genera la presión Po inducida en el bulonaje; si el ancho de la galería es 2b esta fuerza valdrá 2b.Po por lo tanto

$$n.N = 2b.Po \quad (18)$$

Por otra parte la presión Po genera una presión horizontal que vale :

$$P_H = Po . K \quad (19)$$

Supuesto el modelo de rotura reflejado en la figura 17 la fuerza resistente al efecto cortante estará dada por

$$F_C = N . \text{tg} \varphi \quad (20)$$

donde N es la fuerza horizontal perpendicular a la superficie de corte y φ el angulo de rozamiento de la superficie de corte que, según Protodiakonov, vale :

$$\varphi = \arctg f \quad (21) \text{ y}$$

$f = \frac{\sigma_c}{10}$ (22) siendo σ_c la resistencia a compresión simple del techo expresada en k/a.

La altura de roca que participa en el equilibrio, H, vale

$$F = P_H . L = P_D . K . L \quad (23)$$

siendo L la longitud efectiva de los bulones, entrando con (21) y (23) en (20) queda

$$F_D = Po . K . L . f \quad (24)$$

A su vez esta fuerza deberá equilibrar la fuerza vertical generada por la presión Pv de la bóveda expansionada sobre la viga que vale 2bPv por lo tanto

$$2 Po . K . L . f = 2bPv \text{ es decir}$$

$$Po . K . L . f = b.Pv \quad (25) \text{ y sustituyendo } Po$$

de (18) queda

$$n . N . L = \frac{2b^2}{K.f} Pv \quad (26)$$

A partir de esta expresión suponiendo n y N datos se puede determinar la longitud de los pernos. Nótese que el primer miembro de la ecuación (25) es precisamente el factor de refuerzo definido en la ecuación (15).

Para evaluar Pv podemos utilizar una expresión determinada por GALCZYNSKI y DUDEK (12) siguiendo un conocido modelo de Terzaghi de acuerdo con la figura 20.

$$p = \frac{1}{2} \cdot \frac{b \cdot \text{tg} \delta}{K \cdot f^2} \left[1 - e^{-K \cdot f^2 \cdot \frac{H}{b \cdot \text{tg} \delta}} \right] + q \cdot e^{-K \cdot f^2 \cdot \frac{H}{b \cdot \text{tg} \delta}} \quad (27)$$

donde

37

- γ = peso específico de los terrenos suprayacentes
- b = anchura de la galería
- ϕ = ángulo de rotura al corte = $\frac{\phi}{4} + \frac{\phi}{2}$
- K = coeficiente de presión lateral = $\frac{v}{1-v}$
- H = profundidad de la galería
- f' = coeficiente de Protodiakonov para roca rota ($f' = \text{tg}\phi$)

Si K es grande son despreciables los términos exponenciales y queda

$$P_v = \frac{\gamma \cdot b \cdot \text{tg}\phi}{K \cdot f'^2} \quad (27)$$

Siguiendo con nuestro ejemplo de una galería de 4 m de ancho ($b=2$), con un peso específico de $\frac{25 \text{ KN}}{\text{m}^3} = \gamma$, con un ángulo de rozamiento interno $\phi = 30^\circ$, $f' = \text{tg}30$ y $v = 0,3$ con lo cual $K = \frac{v}{1-v} = 0,428$ y resulta

$$P_v = \frac{25 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^3}\right) \cdot 2 (\text{m}) \cdot \text{tg}(45+15)}{0,428 \cdot \text{tg}^2 30} = 607,02 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$$

con esto de (26) tenemos

$$n \cdot N \cdot L = \frac{2,2^2 (\text{m}^2) \cdot 607,02 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)}{0,428 \cdot 5} = 2.269 \text{ KN}$$

Si $n = 5$ $N = 200 \text{ KN}$ $L = 2,27 \text{ m}$.

Es decir la galería estaría sostenida con líneas de 5 - bulones de 200 KN de resistencia cada uno con una longitud de 2,27 m. Estos valores concuerdan, con una aproximación razonable, con los resultados anteriores.

3.4 Bulones anclados con cemento

El cálculo que exponemos para los bulones soldados con cemento está basado en un trabajo de LIPOVOJ (13) y en esencia consiste en determinar la longitud del anclaje necesario fuera de la zona fragmentada de rocas por encima de la galería

La fuerza resistente del perno estará dada por

$$N = l \cdot S \cdot \gamma \quad (28)$$

donde

- N = resistencia del perno en KN
- l = longitud de rocas fragmentadas en m
- S = superficie que corresponde a cada bulón, en m^2
- γ = peso específico de las rocas KN/m^3

Conocido N puede determinarse el diámetro de la armadura a partir de

$$N \leq K \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \cdot \sigma_a \quad (29)$$

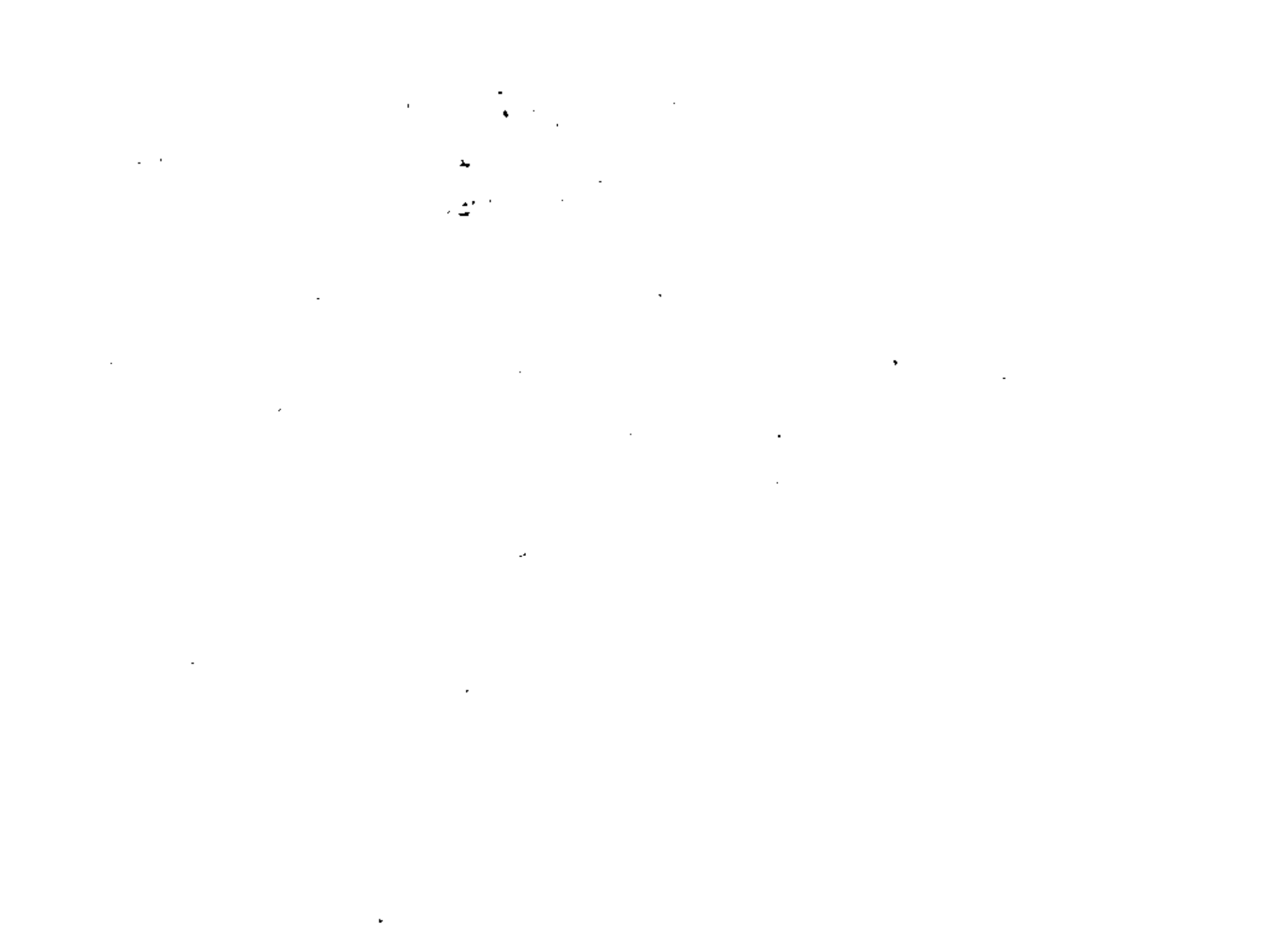
es decir

$$d_b \geq \sqrt{\frac{4 \cdot N \cdot K}{\pi \cdot \sigma_a}} \quad (30)$$

donde

d = diámetro del perno en m

- σ_a = tensión a la rotura del perno en KN/m^2
- K = coeficiente de seguridad = 1,5



Para que el diámetro del bulón sea la condición crítica de equilibrio es preciso que la adherencia del hormigón sea suficiente es decir

$$\tau_{bh} \cdot d_b = \tau_{hr} \cdot dt \quad (31)$$

siendo

τ_{bh} = adherencia entre bulón y hormigón

d = diámetro del bulón

τ_{hr} = adherencia hormigón - roca

t = diámetro del taladro

Dado que $dt > db$ lo importante es conocer la adherencia entre el bulón y hormigón.

De las investigaciones realizadas por LIPOVY resulta que la resistencia al corte es proporcional a la resistencia a la compresión del hormigón, según las siguientes fórmulas.

$\tau_{bh} = 0,095 \cdot R_c(t)$ para armadura de sección cuadrada

$\tau_{bh} = 0,175 \cdot R_c(t)$ para armadura de sección circular

$\tau_{bh} = 0,424 \cdot R_c(t)$ Para armadura de sección periódica

$\tau_{bh} = 0,463 \cdot R_c(t)$ para armadura de sección circular con protuberancias

$R_c(t)$ es la resistencia a la compresión en el día t después se coloca el perno que esta relacionado con la resistencia característica a los 28 días, considerando una temperatura media de fraguado, mediante la expresión:

$$R_c(t) = R_{c,28} \frac{19}{19 + 28} \quad (32)$$

$R_{c,28}$ es la resistencia a los 28 días de fraguado

En la figura 20 se muestra un nomograma para el cálculo de la resistencia a compresión en función de la temperatura, tiempo de fraguado, tipo de cemento y perfil resistente.

3.5 Tensión previa

Con la tensión previa de los pernos se pretende que éstos, desde el momento mismo de su colocación, aporten a la roca un efecto de compresión. Debe tenerse en cuenta que esto debe estar de acuerdo con la filosofía de diseño de un sostenimiento en Minería ya que en caso contrario lo que se conseguirá será rigidificar el sostenimiento y hacerlo trabajar a una tensión innecesariamente elevada.

Otro aspecto importante radica en la posibilidad de obtener una tensión previa adecuada. En pernos de anclaje puntual no hay problema al igual que sucede con los pernos de anclaje repartido en los que se emplean dos resinas una de fondo de fraguado rápido que propicia el anclaje y otra de certa de fraguado lento que facilita el par de apriete.

En ambos casos la tensión previa puede obtenerse, a partir de la tuerca que fija la placa base apretandola con una llave de impacto. El par de apriete necesario puede ser calculado mediante la expresión (3):

$$C = \frac{F \cdot d}{2} (\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \varphi_1) + \frac{F \cdot d}{2} \operatorname{tg} \varphi_2 \quad (33)$$

F es la tensión previa que se quiere aplicar al perno
 d es el diámetro del perno

φ_1 es el ángulo de rozamiento entre el fileteado del perno y la tuerca.

β es la inclinación del fileteado

φ_2 es el ángulo de rozamiento de la tuerca contra la placa

Normalmente $\varphi_1 = \varphi_2$ luego

$$C = \frac{F \cdot d}{2} (\operatorname{tg} \beta + 2 \operatorname{tg} \varphi_1) \quad (34)$$

Normalmente $\beta = 3^\circ$ $\varphi_1 = 15^\circ$ luego para un perno de 20 mm de diámetro para obtener una tensión de 10 t hace falta un par de $C = 58,8 \text{ m} \cdot \text{Kg}$

35
En el caso de pernos de anclaje repartido, en los que se utiliza un mortero con una sola velocidad de fraguado, la situación es mucho más problemática.

Por consideraciones de adherencia se puede llegar a la conclusión de que si con perno de diámetro d está colocado en un taladro de diámetro $3d$ y una vez fraguado el mortero se tensa con una fuerza $2F$ se consigue una tensión previa de valor F . Como realidad se aporta de las exigencias geométricas de esta hipótesis resulta, en la práctica, muy difícil conseguir una cierta tensión previa con este tipo de pernos.

4.- Tirantes

Conforme se indica en la figura 21 el trabajo de un tirante es relativamente fácil de calcular ya que debe limitarse, en el peor de los casos, a sostener todo el peso de las rocas fragmentadas.

La carga que se debe sujetar está determinada por

$$N = \gamma \cdot L \cdot 2b \cdot c \quad (34)$$

donde

γ = peso específico de las rocas

L = longitud anclada de los tirantes

b = semiancho de la galería

c = separación entre dos tirantes

Si la inclinación del tirante es α la capacidad de soporte vale

$$F = 2 \cdot T \cdot \sin \alpha \quad (35)$$

donde T es la tensión de tirante

Iguando (34) y (35) resulta

$$T = \frac{\gamma \cdot L \cdot 2b \cdot c}{2 \cdot \sin \alpha} \quad (36)$$

36
Suponiendo un peso específico de $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$, una potencia de estratos a sostener de $L = 1,5 \text{ m}$; una anchura de galería $b = 2b = 4 \text{ m}$, para una separación entre tirantes $c = 1 \text{ m}$ y una inclinación de 43° resulta una tensión de

$$T = \frac{25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 2,2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}}{2 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}} = 156,06 \text{ KN}$$

Normalmente este tipo de sostenimiento, que trabaja fundamentalmente por suspensión, se emplea en minas poco profundas - explotadas por cámaras y pilares (14).

5.- Conclusiones

Hemos expuesto aquí los medios teóricos y prácticos existentes, en el momento actual, para diseñar un sostenimiento -- por bulonaje. Hemos dividido, en aras de una sistematización, los parámetros en geométricos y resistentes. Para determinar los parámetros resistentes se puede recurrir a modelos a escala o a sistemas de predimensionado.

No debe olvidarse la filosofía actual del trabajo del sostenimiento basada en la interacción terreno-sostenimiento que -- si bien no es fácil de llevarla a la práctica mediante formulaciones matemáticas, por lo complicado de éstas, puede realizarse sin dificultad si se dispone en el momento oportuno de la -- instrumentación adecuada.

6.- Bibliografía

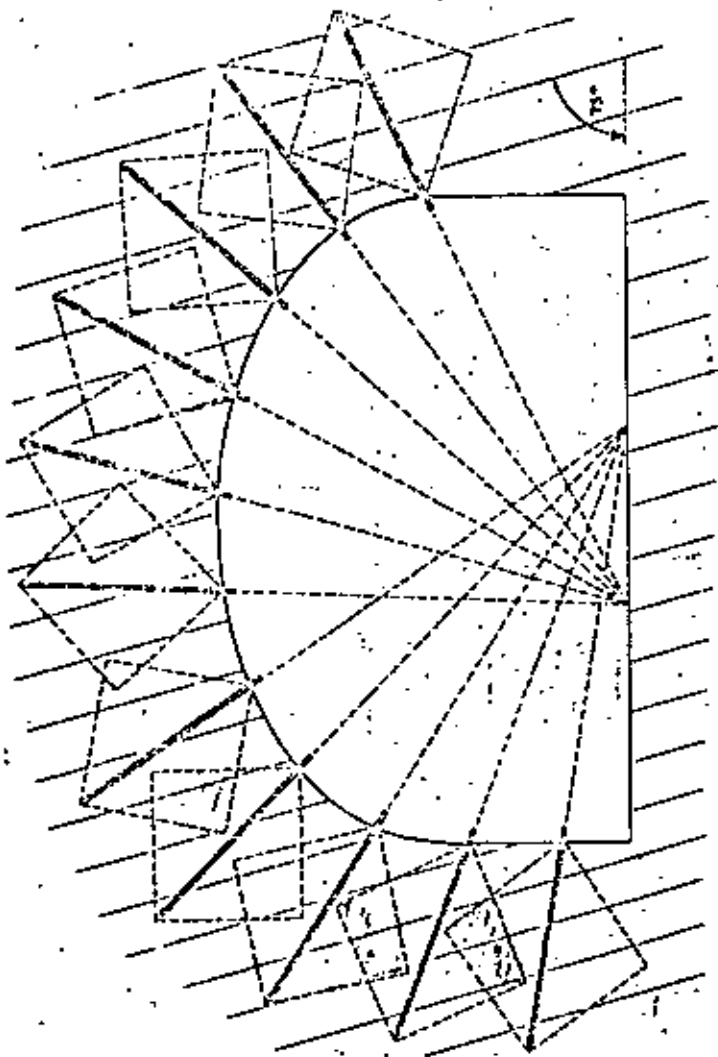
(1) Bibliografía

La stabilité des ouvrages souterrains. Soutènement et revêtement. Laboratoire des Ponts et Chaussées. Rapport de Recherche N° 26, Paris, Sept. 1.973.

- (2) EGGER, P. 37
Influencia del comportamiento de las rocas en post-rotura sobre el sostenimiento de los túneles, en particular sobre el sostenimiento por bulonaje.
Varoff. Inst. Bodenmech. Felamech
Univ. Friedericiana, Karlsruhe N° 1 - 83, 1.973
- (3) CELADA, B
Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del bulonaje en galería
Tesis Doctoral
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas, Oviedo 1979.
- (4) TINCELIN, E. SINGO, P.; LEONET, O
Le soutènement suspendu par boulonnage.
R.I.M. 15 Abril 1.971.
- (5) GALCZYNSKI, S.; DUDEK, J
Choix du soutènement par ancrage approprié aux voies minières et aux déblais profonds.
Studia Geotechnica et Mechanica, Vol 1 n° 1, 1.979
- (6) DEJEAN, M.; RAFFOUX, J.F.
Choix des paramètres d'un soutènement par boulonnage
Industrie Minière, MINE, Oct. 1.978.
- (7) GALCZYNSKI, S
Estática de una línea de bulonaje utilizada como sostenimiento de una galería
Archiwum Górnictwa, Tom. XVIII, 1.973, pag. 27-45
- (8) JURCENKO, I.A.
Relaciones entre la longitud de los bulones de anclaje y su longitud de implantación
Gornyj Zurnal, MOSCU, Agosto 1.972, pag. 74/75
- (9) JURCENKO, I.A.
Método simplificado para el cálculo de pernos de anclaje
Sakhtnoe Stroitelstvo, Abril 1.970, pag. 12-14

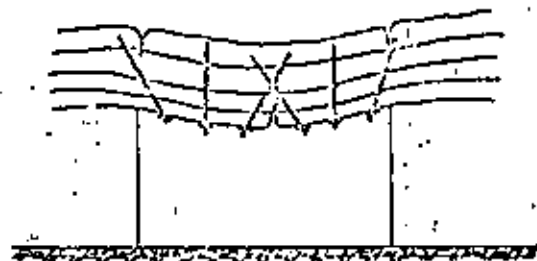
- 38
- (10) GALCZYNSKI, S.; DUDEK, J.
Principios para la clasificación de los techos de galerías bulonadas.
Nauw Berbautechnik, Leipzig, Febrero 1.977, pag. 109/114
- (11) DUDEK, J.
Contribution a l'étude de la portance d'un soutènement par boulonnage a la résine a partir de mesures dans les mines et sur maquettes.
Studia Geotechnica VIII, 1, 2 pag. 1/21, 1.978.
- (12) GALCZYNSKI, S.; DUDEK, J.
Optimización del sostenimiento por bulonaje
Rock Mechanics, Sept. 7, 249-265, 1.978.
- (13) Método analítico y gráfico de cálculo de un sostenimiento por bulonajes anclados con cemento.
Gornij Zurnal (Moscu) Nov. 1.972
- (14) COX, R.M.; WHITE, C.C.
Principe et application d'un soutènement par "FERMES".
6^a Conférence Internationale sur les pressions de terrains
Banff, Canada, 1.977.



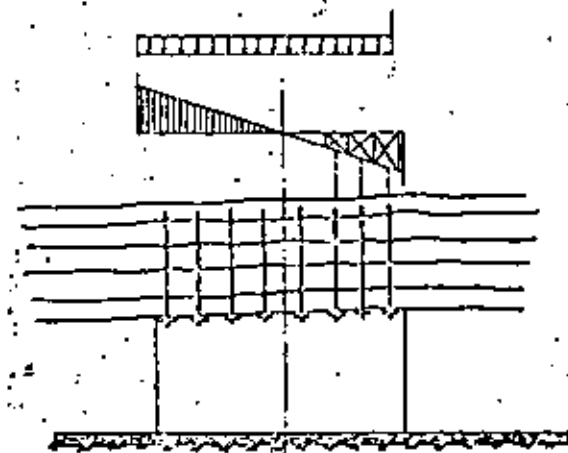


Perros de TETRACENO-42 | Diámetro nominal 20 mm
 Placas de 150 x 150 x 4 mm. | Longitud de los pernos 1,60 m.
 2 Cargas "C3-430 TELLITE"
 Diámetro máxima entre arcos 1,37 m (1,00 bolones / m²)
 Distancia mínima entre arcos 1,10 m (1,75 bolones / m²)

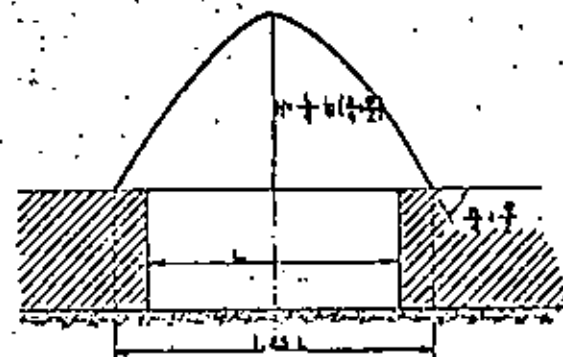
Fig 1 - ESQUEMA DE BOLONAJE PARA UNA GALERIA
 EN DIRECCION DE 11,5 m² CON INCLINACION
 DE ESTRATOS DE 75°.



2a.- VIGA TRABAJANDO A TRACCION

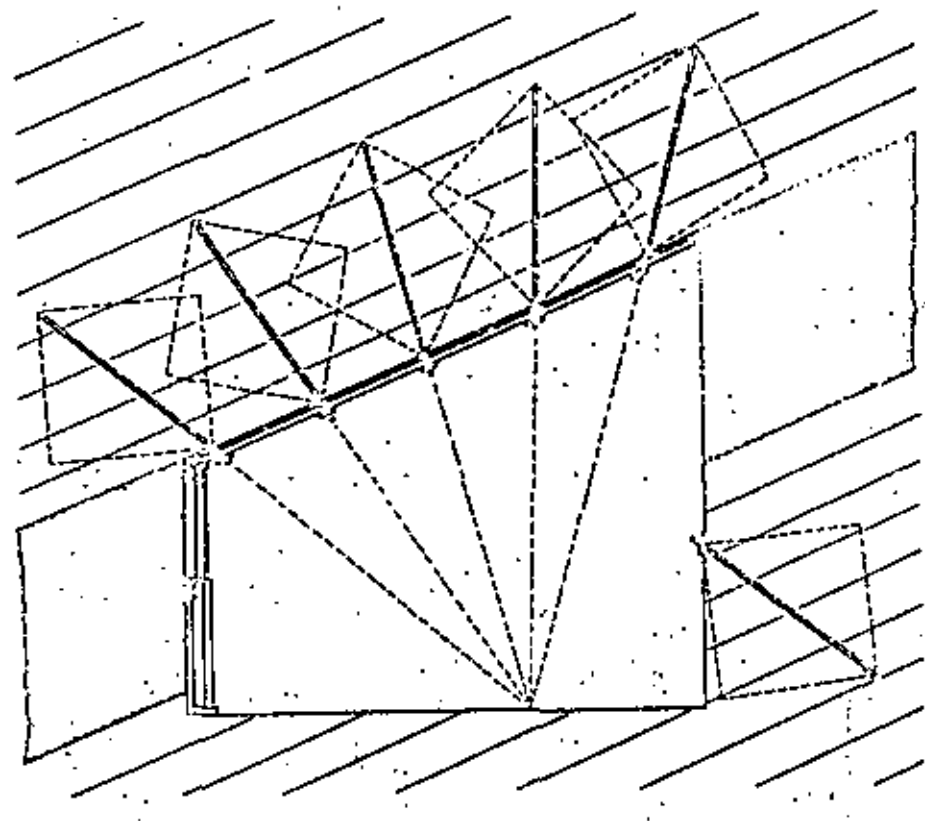


2b.- VIGA TRABAJANDO A CORTANTE



2c.- BOVEDA CREADA POR CORTE





Pernos de TEBACERO-42 Diámetro nominal 20 m.m.
 Placas de 150x150x4 m.m. Longitud de las pernos 1,60 m.
 3 Cargas "CS-430" por perno
 Distancia entre arcos = 1,00-1,25-1,50 m.
 Densidad de bulonaje = 1,20-1,07-0,88 bulonas/m²

Fig. 3 - ESQUEMA DE BULONAJE PARA GALERIAS EN CARBON DE 9 m³ CON PENDIENTE DE ESTRATOS INFERIOR A 35°

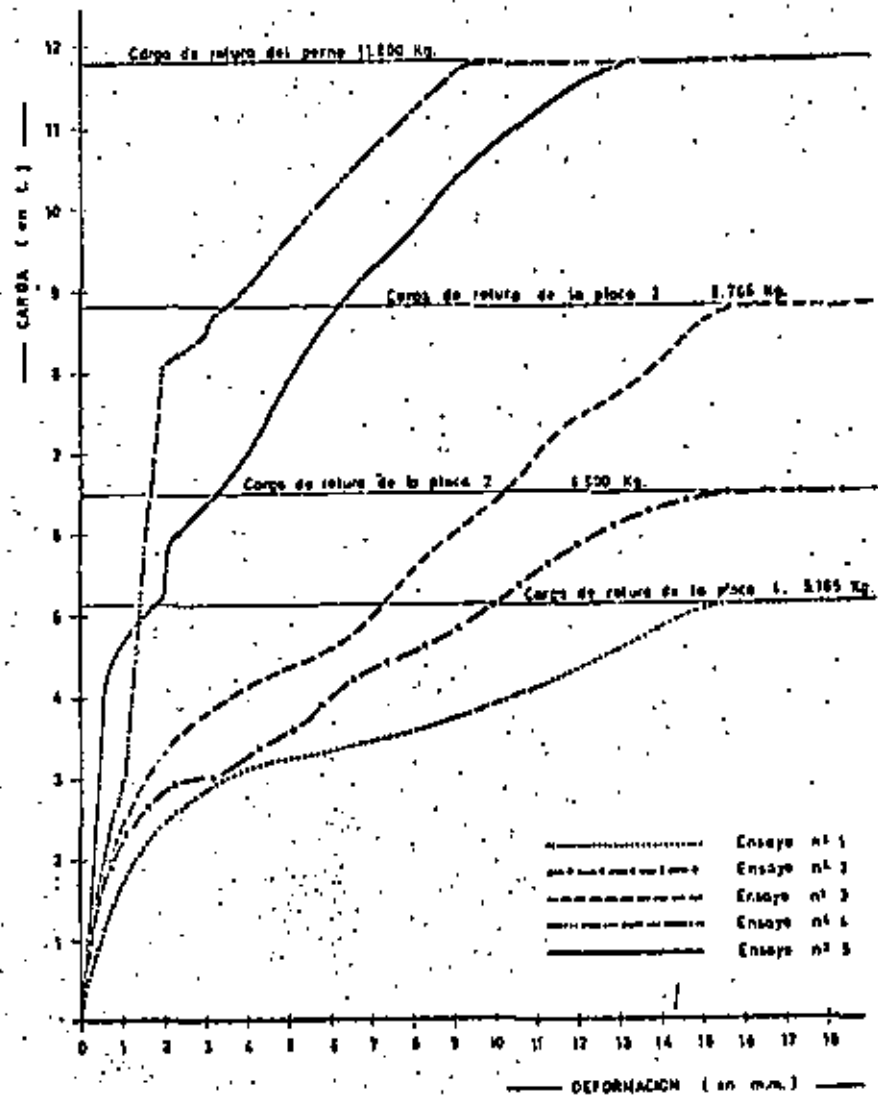
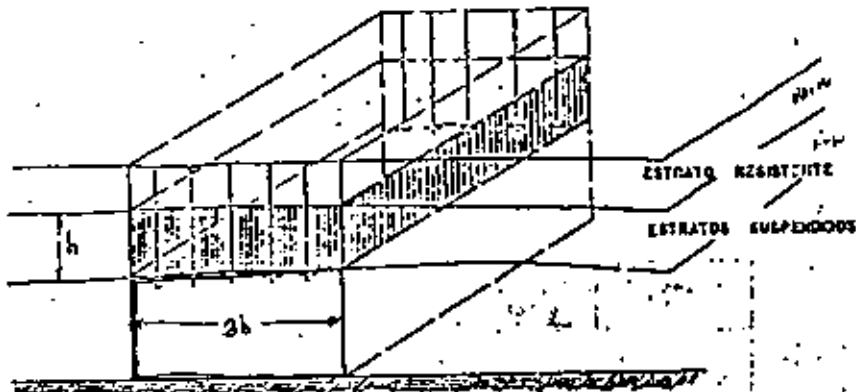


Fig. 6 - ENSAYO DE PLACAS DE ANCLAJE



CARGAS DE RESINA NORMALIZADAS
POR CELTITE



$$n \cdot N = 2b \cdot h \cdot a \cdot p$$

$$h \cdot N \cdot d = \sigma \cdot a \cdot n$$

$$K = h + h$$

$L = \text{long. total del tubo}$

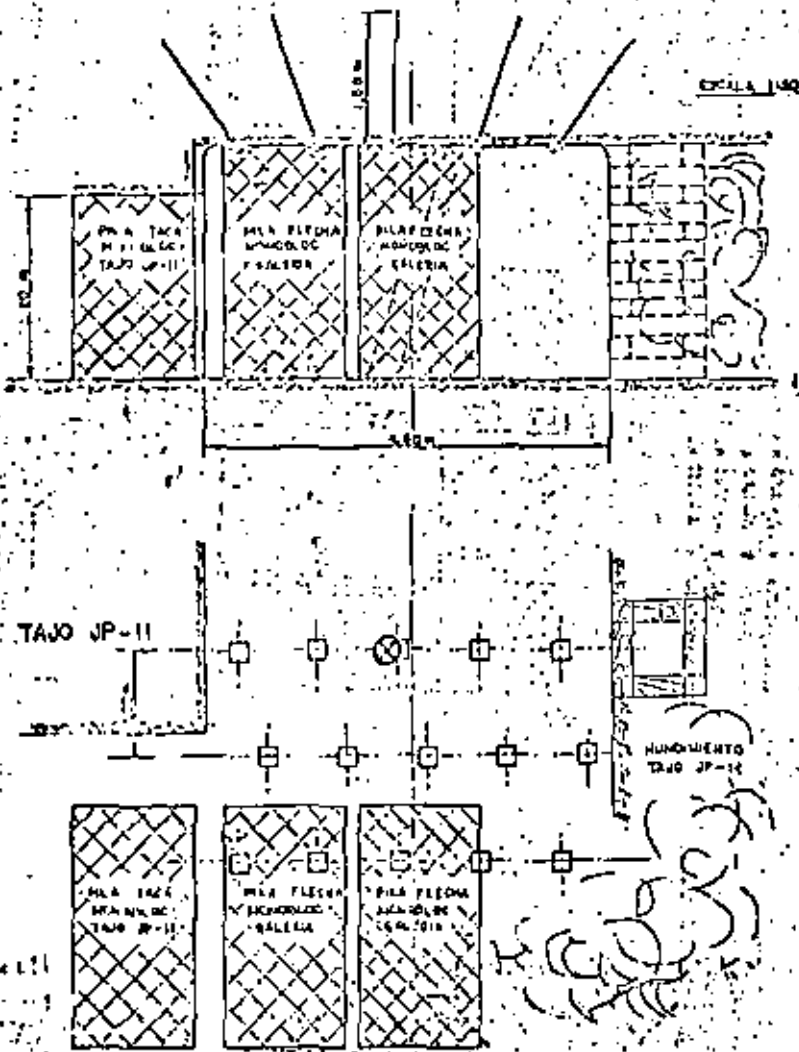
Fig. 7 SUSPENSION DE ESTRATOS

TIPO	DIAMETRO en mm	LONGITUD en mm	VOLUMEN en cm ³
CS-2520	25	200	98
CS-2528	25	280	137
CS-2530	25	300	147
CS-2535	25	350	172
CS-2540	25	400	196
CS-2542	25	420	206
CS-2550	25	500	245
CS-2555	25	550	270
CS-3155	31	550	415
CS-3641	36	410	417
CS-3655	36	550	560



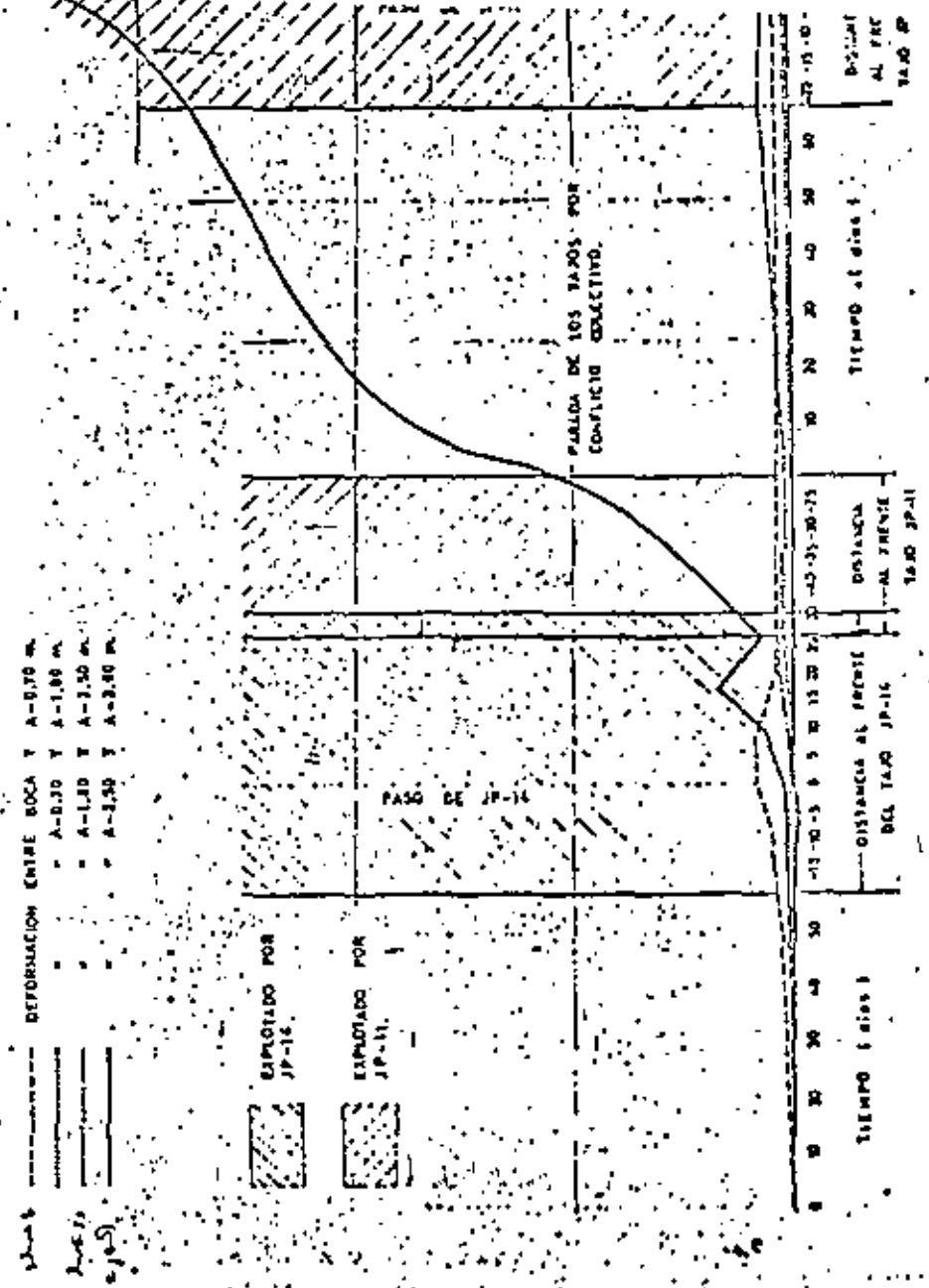
Fig. 9 SOSTENIMIENTO DE HP-52 ENTRE 60m. AL W. DE HP-56 Y 30 m. E. HP-21

DISPOSICION DEL SOSTENIMIENTO AL PASO DEL TAJO JP-11



⊗ Numero de pilas que se pondrá 30m. antes de la llegada del tajo JP-11 al quedar al paso de las pila taca

Fig. 22- EVOLUCION DE EXPANSIONES EN UNA GALERIA HASTA EL PASO DEL SEGUNDO TAJO



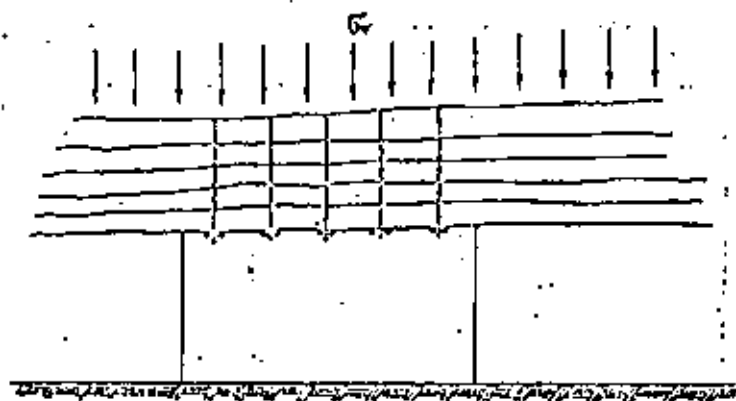


Fig. 11. COSIDO DE ESTRATOS
AL ABRAZADO

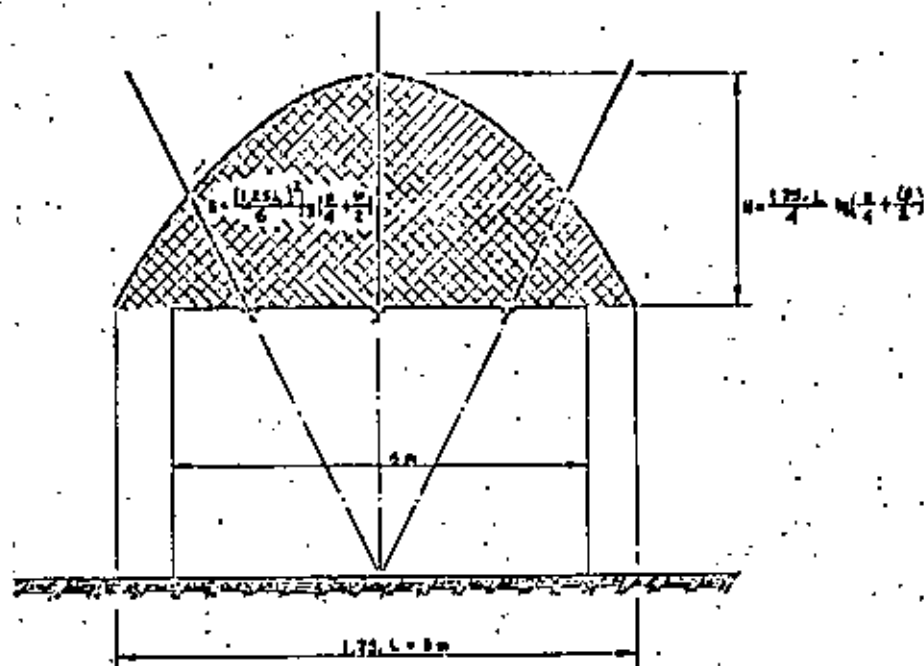


Fig. 12. REFUERZO DE UNA ROCA FRAGMENTADA

Tipo de Tercera	Descripción	Punto de Tercera	Parámetros de Inclinación				Observaciones	
			Ángulo de Inclinación	Distancia	Profundidad	Tipo de Tercera		
ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	00	—	—	—	—	ESTABILIDAD JUNTAL	
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	01	PROFUNDIDAD	45,60	400	0,75-1,03	LIGERA	Si hay alteración de nivel con puntas
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	00	PROFUNDIDAD	41,60	400	0,75-1,03	LIGERA	—
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	02	PROFUNDIDAD	41,60	400	0,75-1,03	LIGERA	—
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	00	PROFUNDIDAD	41,60	400-425	0,75-1,03	FUERTE	—
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	01	PROFUNDIDAD	41,60	400-425	0,75-1,03	FUERTE	—
ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	00	—	—	—	—	ESTABILIDAD JUNTAL	
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	01	PROFUNDIDAD	41,60	400	0,75-1,03	LIGERA	—
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	00	PROFUNDIDAD	40-42,50	400	0,75-1,03	LIGERA	—
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	02	PROFUNDIDAD	40-42,50	400-425	0,75-1,03	LIGERA	—
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	00	PROFUNDIDAD	41,60	400-425	0,75-1,03	FUERTE	—
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	01	PROFUNDIDAD	41,60	425	0,75-1,03	FUERTE	—
ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	00	PROFUNDIDAD	41,60	400	0,75-1,03	LIGERA	ESTABILIDAD DE PUNTO
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	01	PROFUNDIDAD	41,60	400	0,75-1,03	LIGERA	—
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	00	PROFUNDIDAD	40-42,50	400-425	0,75-1,03	LIGERA	—
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	01	PROFUNDIDAD	40-42,50	400-425	0,75-1,03	FUERTE	—
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	00	PROFUNDIDAD	42,50	400-425	0,75-1,03	FUERTE	—
	ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL	01	PROFUNDIDAD	42,50	425	0,75-1,03	FUERTE	—

Fig. 13. MATRIZ PARA DETERMINACIÓN DE ESTABILIDAD PROFUNDA Y SUPERFICIAL

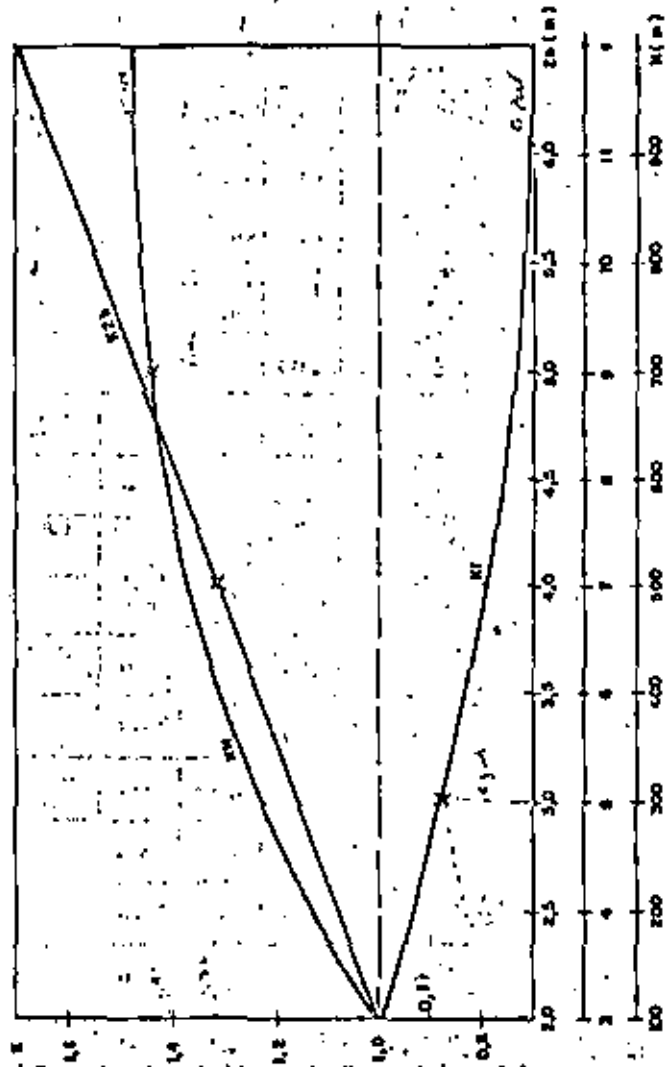


Fig. 14. GRÁFICAS PARA EL CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES CORRECTORES DE LA LONGITUD DEL BULÓN



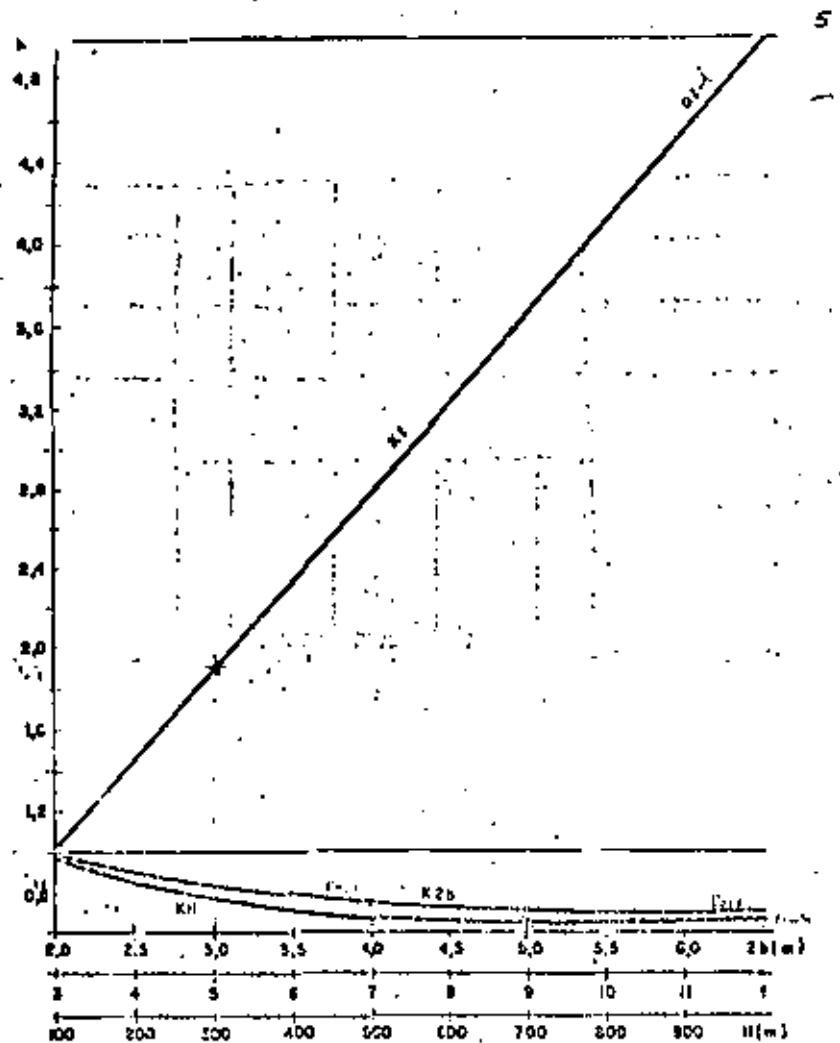


Fig. 15 GRAFICA PARA EL CALCULO DE LOS COEFICIENTES CORRECTORES DE LA SUPERFICIE AFECTADA POR UN BULON

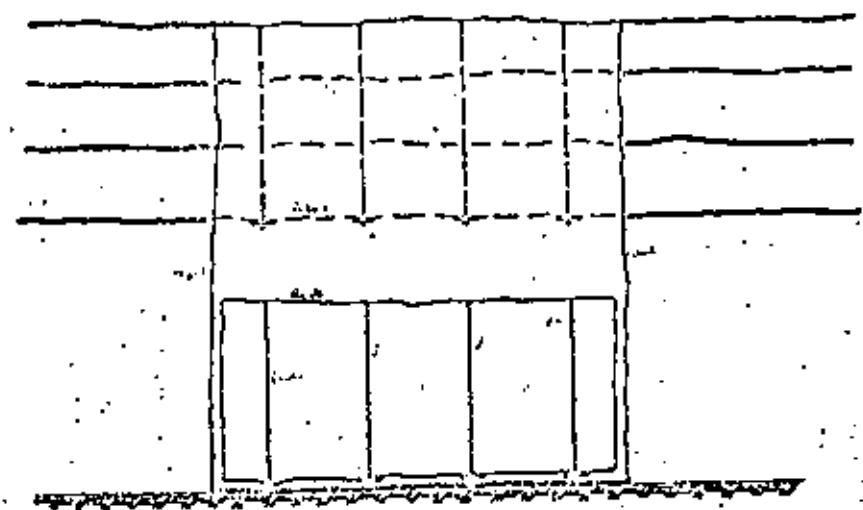


Fig. 17 ROTURA A CORTANTE DE UN TECHO BULONADO

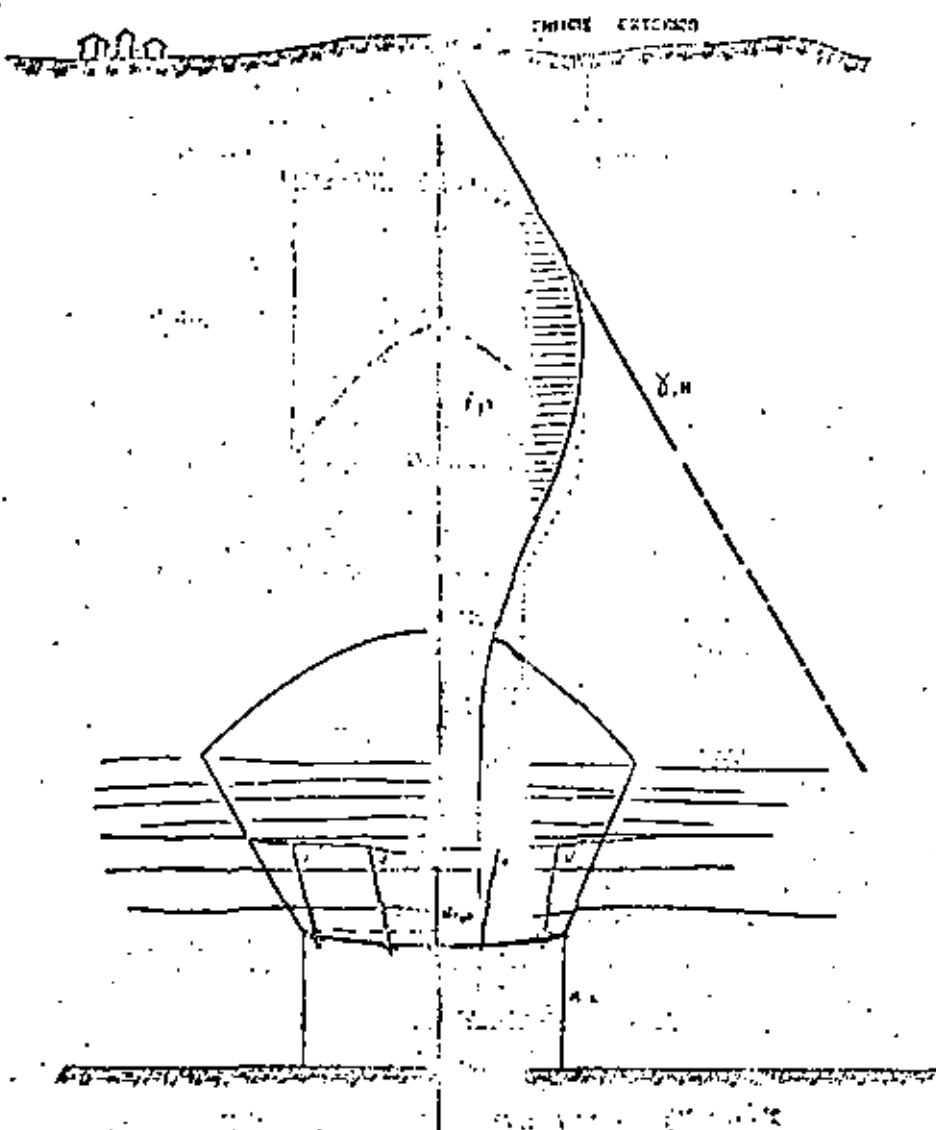
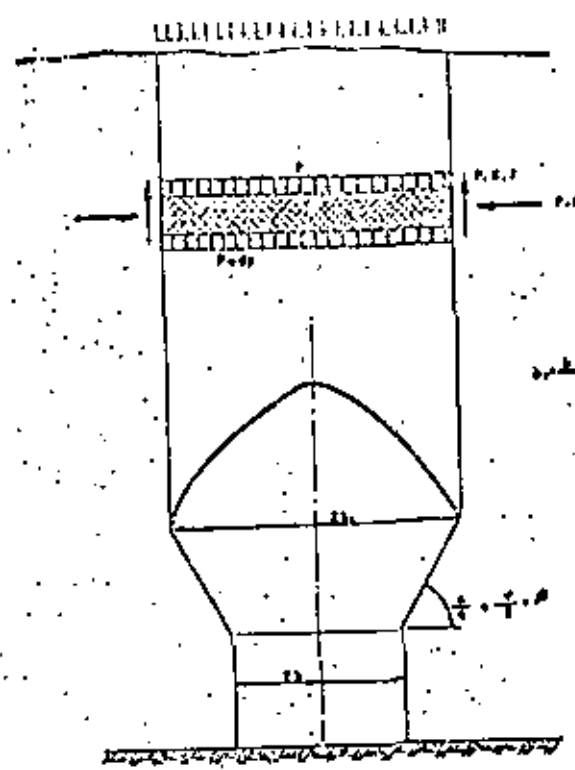


Fig. 18 DISTRIBUCION DE TENSIONES EN EL BULONAJE DE UN GALCZYNSKI-DUDEK



ECUACION DE EOUPLISMO:

$$P.E.P. \cdot Y.E.P. = P.E. \cdot (1 + \alpha) - P.E.P. \cdot \alpha \cdot Y.E.P.$$

Solución exacta:

$$P.E.P. = \frac{Y.E.P. \cdot P.E.}{1 + \alpha} \left[1 - \frac{\alpha \cdot Y.E.P. \cdot P.E.}{Y.E.P. \cdot P.E.} \right] \dots \frac{Y.E.P. \cdot P.E.}{1 + \alpha}$$

Solución aproximada para $\alpha \gg 1$:

$$P.E.P. \approx \frac{Y.E.P. \cdot P.E.}{\alpha}$$

Fig. 19 CALCULO DE LA PRESION EJERCIDA SOBRE UN TECHO BULONADO



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
A LA CONSTRUCCION**

APLICACION DEL BULONAJE A LA MINERIA DEL CARBON

DR. BENJAMIN CELADA TAMAMES

JULIO, 1982



galerías; así mismo, se analizarán otros factores que, aunque en principio parece que pudieran no influir sobre el comportamiento de la galería bulonada, su efecto es considerable en determinadas circunstancias.

2.1.1 Profundidad de la galería.

En una primera aproximación se admite normalmente que el estado de tensiones en el interior de un macizo virgen es triaxial y está definido por:

$$\sigma_z = \lambda g h$$

$$\sigma_x = \sigma_y = K \sigma_z$$

siendo,

λ = densidad de la roca.

g = aceleración de la gravedad.

h = altura del recubrimiento.

$$0,1 < K < 0,45$$

Según esto, un aumento de la profundidad implica un incremento de las tensiones en los macizos y, por lo tanto, un sostenimiento de mayor resistencia.

Las explotaciones de HUNOSA se mueven a pequeña profundidad, ya que normalmente no sobrepasan los 300 m. aun que debido a lo accidentado de la orografía exterior puede aumentarse la profundidad en otros 300m, de modo que la profundidad efectiva suele ser de unos 600m. Hay que resaltar, que los efectos de una orografía accidentada son muy espectaculares, por lo que se refiere al campo de variación de la constante K antes definida, ya que, como han hecho notar Jaeger y Cook (7), en los fondos de los valles se han determinado valores de $K > 1,3$.

En las explotaciones francesas, la profundidad de las galerías oscila entre 500 y 1.000 m (8) y la longitud mínima de los pernos es de 1,80 m. En las experiencias realizadas hasta ahora en HUNOSA (3), prácticamente se han utilizado pernos de 1,60 m.

La menor longitud de los pernos que aquí se emplean, obedece a las menores tensiones existentes en los macizos y esta medida parece correcta; sin embargo, al sobrepasar la altura efectiva de recubrimiento los 700 m. se recomienda utilizar como mínimo pernos de 1,80 m. para controlar mejor el mayor volumen de terrenos expandidos alrededor de la galería.

2.1.2 Forma y sección de las galerías

En las galerías en roca la forma de la galería puede ser cualquiera, siempre que satisfaga los criterios elementales para minimizar los efectos de las tensiones naturales (9); por el contrario, las galerías en carbón deben ser trapezoidales, manteniendo siempre intacto el techo natural para aprovechar mejor sus propiedades mecánicas.

Hay que tener presente que la anchura de las galerías influye directamente sobre la longitud de los pernos, por lo que el aumento de la anchura de la galería implica pernos más largos y en mayor número, mientras que el aumento de la altura de la galería es más favorable, pues sólo lleva consigo un mayor número de pernos, pero manteniendo constantes la densidad de éstos por metro cuadrado y su longitud.

2.1.3 Concentración de tensiones

Un principio fundamental del sostenimiento de galerías es no oponerse a los efectos de las expansiones naturales, sino evitarlos en la medida de lo posible. Es sabi-

do que, debido a la marcha de los talleres de explotación, se crea una distribución dinámica de tensiones que es preciso tener en cuenta; así mismo, pueda haber acumulación de tensiones en las galerías por las causas que exponemos a continuación; estas acumulaciones de tensiones deben ser consideradas al diseñar el esquema de sostenimientos.

2.1.4 Galerías en carbón

Las galerías en carbón se ven sometidas, al avance de los talleres, a los efectos de una onda de sobrepresión que puede producir tensiones hasta cuatro veces las que naturalmente existían en el macizo. Los efectos de esta onda de sobrepresión se perciben a unos 30 m del frente de avance, pero, prácticamente, puede admitirse que unos efectos sólo son apreciables 20 m antes del paso del taller y unos 10 m después.

En el caso de galerías bulonadas integralmente es preciso reforzar el sostenimiento a lo largo de estos 30m, donde se perciben los efectos del paso del taller, colocando en el centro de la galería unas mampostas que se retiran a medida que se aleja el taller.

También es preciso tener en cuenta que, cuando el taller se lleve por hundimiento, deben eliminarse los macizos de carbón como protección de la galería, sustituyéndolos en el lado del taller por llaves de madera de la mayor rigidez posible.

En este tipo de talleres una guía integralmente bulonada puede utilizarse una vez en avance y posteriormente en retirada, pero en muy raras ocasiones podrá utilizarse las dos veces con el taller en avance.

2.1.5 Efecto Pilar.

Los macizos de carbón pueden llegar a producir acu-

mulaciones de tensiones en galerías próximas a ellas. El caso más claro se presenta cuando trazamos una galería que debe pasar por la vertical de un macizo abandonado (fig. núm. 1 A), ya que una galería que se encuentra en esa situación sufrirá unas convergencias muy fuertes y de hecho puede decirse que no es conveniente aquí la aplicación del bulonaje.

Un caso similar se presenta cuando se dejan pilares para la protección de las galerías y la anchura de los pilares es inferior a treinta metros, ya que el carbón se aplasta y los movimientos que se producen alrededor de las galerías son grandes. Este fenómeno se presenta en capas horizontales (fig. núm. 1 B) cuando se dejan macizos paralelos a las galerías y cuando un taller se acerca al límite de explotación. La gestión de las galerías situadas en la vecindad de estos macizos puede verse muy mejorada utilizando el bulonaje si se adopta un esquema adecuado y se refuerza la rigidez del macizo de carbón, llegando incluso a bulonar en el propio carbón. Debe tenerse en cuenta que un efecto artificial de pilar se presenta en el caso de galerías próximas a las fallas, tal como se indica en la figura número 2.

2.1.6 Galerías en roca

En principio, salvo accidentes y trastornos geológicos, no debe suponerse la existencia de concentración de tensiones alrededor de las galerías en roca, salvo en el caso de las galerías en roca de acompañamiento para la explotación de las capas. Tradicionalmente, se ha pensado que una galería situada al muro de una capa no podía ser influenciada durante la explotación del taller; en la práctica se ha constatado que este principio no se cumple rigurosamente. Ello es debido a que en los extremos del taller se producen acumulaciones de tensiones que pueden perjudicar notablemente el sostenimiento de la galería.

Para evitar estos efectos cuando la potencia de las capas sea de 1 m. o más, la distancia de la galería a la capa de carbón ha de ser como mínimo de seis metros. Respetando la condición anterior, la aplicación del bulonaje a las galerías de acompañamiento en roca no ofrece ningún problema.

2.1.7 Influencia de la explotación de talleres más profundos.

Se sabe que después de la explotación de un taller se crea una cubeta de hundimiento, que llega hasta la superficie, dentro de la cual hay tensiones de compresión y tracción. Como principio fundamental hay que admitir la imposibilidad de oponerse a los movimientos producidos dentro de la cubeta, sea cual sea el tipo de sostenimiento utilizado. No debe olvidarse que la magnitud de los movimientos que se producen en la cubeta de hundimiento siguen, en el tiempo, una ley exponencial que debe tenerse en cuenta para decidir la puesta en explotación de un taller por debajo de una galería influenciada en función de la necesidad de sostener la galería.

2.2 PARAMETROS QUE AFECTAN A LAS ROCAS.

En este apartado consideraremos los diferentes aspectos naturales que pueden influir sobre las posibilidades de utilizar el bulonaje a la resina en las galerías.

2.2.1 Fallas.

Al atravesar las fallas las convergencias observadas en las galerías sostenidas con cuadros de madera o metálicos, aumentan mucho respecto a las observadas en las galerías situadas en terrenos normales. Por ello no se considera posible la aplicación del bulonaje en los tramos de galerías situados en zona de falla.

2.2.2 Calidad de las rocas.

La calidad de las rocas que rodean a una galería es un factor fundamental en el diseño del sostenimiento a utilizar. En el caso del bulonaje a la resina, se puede afirmar que cualquier terreno que posea una mínima cohesión es susceptible de ser bulonado; no obstante, para mantenernos dentro de los límites de duración de las galerías, habituales en el carbonífero asturiano admitimos como mínimo, para la aplicación del bulonaje integral, una dureza superficial Schmidt de 20, que en las rocas carboníferas asturianas equivale a una resistencia a la compresión de 280 kg/cm².

La determinación de la dureza Schmidt es realmente fácil, por lo que no plantea ningún problema y los resultados son aceptablemente fieles.

2.2.3 Estratificación.

La forma en que las rocas que rodean una galería están estratificadas tiene una importancia primordial en el diseño del esquema de bulonaje e incluso puede llegar a ser un parámetro decisivo en la elección de la longitud de los pernos que se utilicen.

El efecto más importante sobre la conservación de las galerías lo producen la presencia de carboneros situados en las inmediaciones, por lo que se adopta la decisión de no bulonar una galería que en los cinco primeros metros de paramento presente acumulaciones de carbón de más del 25 por 100, es decir, de 1,25 m.

2.2.4 Buxamiento.

El buxamiento de los estratos tiene una importancia relativa por lo que se refiere al diseño de los esquemas de bulonaje. Conviene recordar que, inicialmente, el bulo



naje, sólo se aplicaba en capas horizontales y práctica - mente sólo se hablaba de bulonaje del techo pensando en - un cosido de los estratos para formar una viga cuyo momen to de inercia es mayor que el de las vigas que forman los estratos considerados individualmente. Con la aparición - del bulonaje de anclaje repartido, en particular, con los pernos anclados con resina la visión del cosido de los es tratos debe deshecharse y más bien hay que considerar el bulonaje como un medio de aumentar la resistencia de los macizos rocosos, diseñando al esquema de bulonaje de la - forma más apropiada para tener en cuenta las característi cas de las rocas a reforzar.

En el caso concreto de las galerías en dirección ex cavadas en roca, la inclinación de los estratos puede ser causa de deslizamiento de los tratamientos de bancos más superficiales. En la figura 3 A se aprecia este efecto en la zona (A), mientras que en la zona (B), aunque se rompa según estrato, el efecto de la pendiente tiende a conser varlo en su sitio. Por ello la disposición normal de los pernos debe variarse y si frecuentemente se dejan alturas de 1,50 m - 2m sin bulonar en ambos paramentos de la gale ría, en este caso estas alturas deben ser menores en la - parte donde se pueden producir deslizamientos (zona A) y puedan ser mayores en la otra zona.

Por último, debe cuidarse, en el diseño del esquema de sostenimiento, que ningún perno tenga la misma inclina ción que los estratos a fin de aprovechar mejor las fuer zas de frotamiento entre los diversos bancos de roca.

2.2.5 Presencia de agua.

La presencia de agua en las labores bulonadas no re presenta demasiadas dificultades, aunque, salvo en el ca so de areniscas, suele ser indicio de fracturas y grietas ocultas que sí pueden suponer un grave inconveniente para la conservación de la galería bulonada.

Debe tenerse en cuenta que la presencia del agua di - ficulta el fraguado de la resina actualmente utilizada, - retrasándolo como máximo en una media hora; por esta ra - sión debe eliminarse el agua de aquellos barrenos que por su inclinación tiendan a acumularla.

2.1 SEGURIDAD.

La utilización del bulonaje puede plantear "a priori" pro blemas psicológicos de seguridad, ya que el sostenimiento tradi cional ofrece un abrigo ante los posibles desprendimientos de - rocas, mientras que el bulonaje, desde ese punto de vista, al - basar su trabajo en la resistencia propia de la roca, puede pro ducir una cierta sensación de inseguridad.

Esta psicosis de inseguridad carece de absoluto fundamen to, ya que por el contrario el empleo del bulonaje ha contribuí do a disminuir los accidentes en las labores de preparación, - pues con el uso del bulonaje se consigue tener cuanto antes un auténtico sostenimiento al corte.

Esto es un hecho comprobado en la gran cantidad de kilóme tros de galerías bulonadas en las más importantes cuencas hulle ras europeas y dentro de España, en HUNOSA, donde en todas las galerías bulonadas, en el período 1.970-1.973, que se muestran en el cuadro siguiente, no ha ocurrido el más mínimo accidente después de tres años de aplicación del método.

DISTRIBUCION DE LAS GALERIAS BULONADAS EN HUNOSA

Galerías	Pozo	Santiago Aller	S. José Turón	Santa Bárbara Turón	TOTAL
Roca		460 m.	-	483 m.	943 m.
Carbón		-	630 m.	340 m.	970 m.
TOTAL		460 m.	630 m.	823 m.	1.913 m.

3.- POSIBILIDADES DE UTILIZACION

Vamos a tratar ahora de las posibilidades de aplicación del bulonaje a la minería del carbón ilustrando con aplicaciones prácticas ya realizadas, las posibilidades que teóricamente ofrece esta técnica de sostenimiento.

3.1 GALERIAS EN ROCA

Este parece que es el campo donde la aplicación del bulonaje tiene menos problemas; ello es debido al hecho de que este tipo de estructuras se va sometido a usar deformaciones mucho menores que las galerías en carbón y, por otra parte, las rocas del carbonífero español suelen ser más resistentes que los carbones a explotar.

Por un vicio de concepción al bulonaje está asociado al concepto de techo que en las galerías en roca, sobre todo en las de sección semicircular, es difícil de establecer. En nuestro caso, como se ilustra en la figura 1B, definiremos como techo la superficie de la galería que queda al restar al perímetro dos tramos laterales de 1,50 m.

Las galerías en roca se dividen tradicionalmente en galerías en dirección y transversales, vamos a ver las posibilidades que existen en ambos casos.

3.1.1 Galerías en dirección

Las figuras n° 4, 5 y 6 muestran los esquemas de bulonaje que pueden ser empleados en las galerías en dirección con secciones de 7, 8 y 12 m² útiles. Las densidades de sostenimiento varían entre 1 y 1,25 bulones. La distancia entre los arcos de bulones varía entre 1,10m. y 1,45m. los bulones empleados, en todos los casos, tienen una longitud de 1,60 m.

La figura n° 7 muestra una vista de la primera gala

ría en roca integralmente bulonada después de nueve años de su creación. Se trata de un tramo de 650 m de retorno de ventilación del pozo Santiago de HUNOSA que estaba trazado en el Banco de la Voz ($\rho_0 = 1.400 \text{ kg/cm}^2$) con una sección de 12 m².

La figura n° 8 muestra el retorno de ventilación de 6^a planta del Pozo Sta. Bárbara de HUNOSA con características similares a la anterior pero trazada en unas pizarras carboníferas con resistencia a la compresión mucho menor que la del Banco de la Voz.

En ambos casos el sostenimiento a base de bulones no ha presentado ningún problema y ha cumplido satisfactoriamente los objetivos propuestos.

1.2 Transversales.

Es sobradamente conocido que el comportamiento de los transversales es mucho mejor que el de las galerías en roca. Ello es debido a que, por la orientación de la galería, las rocas no pueden deformarse en sentido perpendicular a la estratificación. Esto permite que la densidad del bulonaje pueda bajar hasta 0,8 bulones.
m²

En las figuras, n° 7 y n° 8 se muestran los esquemas de bulonaje para los transversales de 7 y 9 m² de sección. Las características de estos esquemas son similares a las de los recomendados para las galerías en dirección con la salvedad de que si la estratificación tiene una inclinación muy fuerte los arcos de bulones no deben estar en un plano vertical.

Un ejemplo de este tipo de galería lo constituye el transversal a Fortuna en la 5^a planta del Pozo Sta. Bárbara de HUNOSA.

3.2. GALERIAS EN CAPA

Desde el punto de vista de la utilización del bulonaje - en las galerías en capa las dividiremos según que la pendiente de la estratificación sea superior o inferior a 35° pues como veremos a continuación, aunque los conceptos a aplicar son los mismos, las soluciones geométricas a adoptar en cada caso difieren notablemente.

Como concepto fundamental para diseñar el sostenimiento de este tipo de galerías debemos retener la idea de mantener intacto el techo de la capa. Con esto conservamos sin alterar todas las características mecánicas de las rocas del techo con lo cual su capacidad resistente es la máxima; por otro lado, para prevenir las deformaciones que podría sufrir el techo, y para aprovechar el frotamiento de los distintos estratos entre sí, los bulones deben colocarse con preferencia normales a la estratificación.

3.2.1 Galerías en capa con pendiente menor de 35°

Estas galerías están trazadas en capas que normalmente son de fuerte producción ya que es posible la completa mecanización de los trabajos de explotación. Otra característica notable de este tipo de galerías es que deben estar concebidas para remitir los esfuerzos que su pone el hundimiento del techo detrás del taller, ya que éste es el modo habitual de controlar el techo tan bajo.

Por otro lado el sostenimiento de la galería debe permitir un fácil acceso al taller y ofrecer una maniobrabilidad total en los nichos del tajo.

Para cumplir con todas estas condiciones es preciso recurrir a una sección trapezoidal, como las que se muestran en las figuras 9 y 10, confiando inicialmente el sostenimiento a pernos de longitud 1,40 m. con densidades comprendidas entre 0,45 y 1,28 bulones. El macizo

de carbón que no se va a explotar se protege con un puntal hecho con perfil TH de 16,5 kg/m que absorbe perfectamente las grandes deformaciones que se producirán. Eventualmente pueden colocarse un bulón para garantizar que no se produce el deslizamiento de los estratos del muro.

El paso del taller de explotación induce sobre sus galerías unos fuertes fenómenos dinámicos de sobrepresión que producen bruscamente fuertes deformaciones. Para combatir este fenómeno es necesario que en estas galerías se coloque, unos 30 m por delante del frente del taller, un sostenimiento portante que puede ser retirado cuando el taller se haya alejado unos 20m. Este sostenimiento puede consistir en una mamposta, hidráulica o mecánica, colocada en el centro de la galería conforme se ilustra en la figura n° 11.

Este tipo de galerías, si se dimensiona convenientemente su sección, puede ser utilizado una vez en avance y otra en retirada.

Como ejemplo de aplicación podemos citar las galerías de la capa 40 del pozo S. José (HUNOSA) de las que se avanzaron más de 600 m para servir a un taller equipado con cepillo, la figura n° 12 muestra una vista del frente, en la n° 13 se ve el estado final de la galería y en la n° 14 se puede apreciar la galería tras el paso del tajo.

3.2.2 Galerías en capa con pendiente mayor de 35°

Con el aumento de la pendiente de la estratificación se incrementa el riesgo de que exista un deslizamiento de los estratos del muro; por otra parte este efecto aumenta ya que la geometría de la galería hace que sea necesario franquear una superficie mayor del muro debilitado los estratos que la componen.

Por ello para este tipo de galerías, que es el más

frecuente dentro del carbonífero español, es conveniente combinar los pernos y los cuadros metálicos. Por otro lado en estas galerías ya no es necesaria la utilización de un sostenimiento portante transitorio pues la gran mayoría de estos talleres se llevan con relleno y la contribución de los cuadros metálicos basta para soportar los efectos dinámicos del avance de los talleres.

Las figuras n° 15 y 16 muestran el esquema de sostenimiento recomendado para este tipo de galerías en el caso de que la sección sea de 7 m² útiles, galerías de cabecera, o de 10,5 m² que correspondería a una galería de piso de tajo.

En los dos casos se emplean pernos de 1,60 m, con densidades de bulonaje comprendidas entre 0,61 y 1,15 bulones con separaciones entre arcos de 0,91 a 1,20 m.

Como ejemplo de aplicación de estas galerías señalamos la Guía 41 N 3^a de Fortuna y la Guía C¹⁰ 4 - 6^a ambas del Pozo Sta. Bárbara (HUNOSA). La figura n° 17 muestra una vista del frente de una de estas galerías, la n° 18 muestra el sostenimiento realizado y la n° 19 un detalle del techo bulonado.

1.3) BULONAJE ADICIONAL

Entenderemos por bulonaje adicional el empleo del bulonaje con un sostenimiento portante tradicional que es el que desempeña un papel más importante en el conjunto.

El bulonaje adicional tiene gran aplicación en aquellas galerías que son de sostenimiento difícil y en las que los gastos de conservación son elevados.

En la figura n° 20 se muestra la solución adoptada para reforzar el sostenimiento de la Guía 28 N 5^a del Pozo Sta. Bárbara. Esta galería se caracteriza porque cerca de la capa, en el techo, existe un carbonero que induce grandes deformaciones

sobre el techo generando unos trabajos de conservación muy tocos.

Los bulones que se utilizan tienen una longitud de 1,60 m. y las densidades de bulonaje oscilan entre 1,2 y 1,4 bulones.

es decir que se colocan cuatro pernos para distancias entre los ejes de los cuadros de 1,20 y 1,40 m.

Con la utilización del bulonaje se pretende dar a los cuadros de madera una mayor flexibilidad para lo cual la trabanca tenía la posibilidad de deslizar sobre los pies derechos. Se adoptaron dos soluciones, la primera consiste en colocar un arco metálico sobre la trabanca como se muestra en la figura n° 21.

La otra solución consiste en atravesar al pie derecho con un bulón apoyando la trabanca sobre él. La figura n° 22 muestra el frente de la galería y la n° 23 el estado de conservación después del paso del taller. Esta solución presenta algún problema pues como muestra la figura n° 24 algunos pies derechos se rompen al ser debilitados por el perno.

1.4) OBRAS ESPECIALES

Las obras especiales son las que integran la infraestructura de la mina y tienen una larga duración; un ejemplo lo constituyen los pozos de extracción y ventilación, embargados, salas de trituración, salas de bombas ...

Este tipo de obras, por su duración y magnitud, se de costosa y lenta ejecución y, muchas veces, no están exentas de graves accidentes.

El bulonaje juega en estas obras un claro papel pues además de económicas espectaculares se consigue un aumento notable en la seguridad de los trabajos.

Uno de los ejemplos más claros lo constituyen la estación de trituración del Pozo Sta. Bárbara realizada entre Marzo de

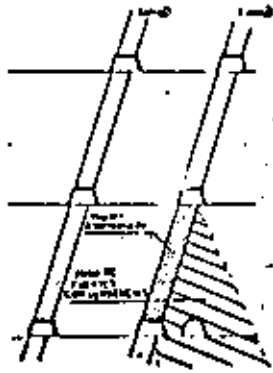
5.- BIBLIOGRAFIA

- (1) Investigación sobre las aplicaciones del bulonaje a la resina.
HUNOSA, NITROIL, CATEDRA DE LABOREO DE MINAS
E.T.S. Ingenieros de Minas, Oviedo 1972.
- (2) Celada, B.
Tecnología del bulonaje. Estudio particular del bulonaje a la resina.
E.T.S. Ingenieros de Minas, Oviedo 1970.
- (3) Celada, B; Felgueroso, J.M.F.
Aplicación del bulonaje a la minería asturiana
IV Jornadas Minero-Metalúrgicas.
Cartagena, Mayo 1971.
- (4) Celada, B.; Felgueroso, J.M.F.
Ensayo de Mejora de las condiciones de conservación de una galería por medio del bulonaje a la resina.
Industria Minera, Junio-Julio 1973.
- (5) Celada, B.; Fuente, A.H.
Estudio de la influencia de la superficie de los pernos anclados con resina sobre su comportamiento dinámico.
Rocas y Minerales, Septiembre 1973.
- (6) Celada, B.; Felgueroso, J.M.F.; Pacheco, D.
Investigación sobre las aplicaciones del bulonaje a la resina en HUNOSA.
V Jornadas Minero-Metalúrgicas, Bilbao 1975.
- (7) Jaeger, J.C.; Cook, N.G.W.
Fundamentals of rock mechanics.
Methuen, Londres.
- (8) Bachacon, J.; Lallement, B.
Contribution a l'etude du comportement des voies bulonnees en terrains houilleres
Université de Nancy. Nov. 1972

- BIBLIOGRAFIA

- (1) Investigación sobre las aplicaciones del bulonaje a la resina.
HUNOSA, NITROIL, CATEDRA DE LABOREO DE MINAS
E.T.S. Ingenieros de Minas, Oviedo 1972.
- (2) Celada, B.
Tecnología del bulonaje. Estudio particular del bulonaje a la resina.
E.T.S. Ingenieros de Minas, Oviedo 1970.
- (3) Celada, B; Felgueroso, J.M.F.
Aplicación del bulonaje a la minería asturiana
IV Jornadas Minero-Metalúrgicas.
Cartagena, Mayo 1971.
- (4) Celada, B.; Felgueroso, J.M.F.
Ensayo de Mejora de las condiciones de conservación de una galería por medio del bulonaje a la resina.
Industria Minera, Junio-Julio 1973.
- (5) Celada, B.; Fuente, A.H.
Estudio de la influencia de la superficie de los pernos anclados con resina sobre su comportamiento dinámico.
Rocas y Minerales, Septiembre 1973.
- (6) Celada, B.; Felgueroso, J.M.F.; Pacheco, D.
Investigación sobre las aplicaciones del bulonaje a la resina en HUNOSA.
V Jornadas Minero-Metalúrgicas, Bilbao 1975.
- (7) Jaeger, J.C.; Cook, N.G.W.
Fundamentals of rock mechanics
Methuen, Londres.
- (8) Bachacon, J.; Lallement, B.
Contribution a l'etude du comportement des voies bulonnees en terrains houilleres
Université de Nancy. Nov. 1972





22

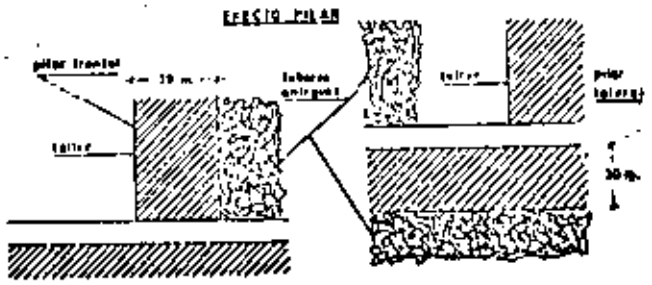
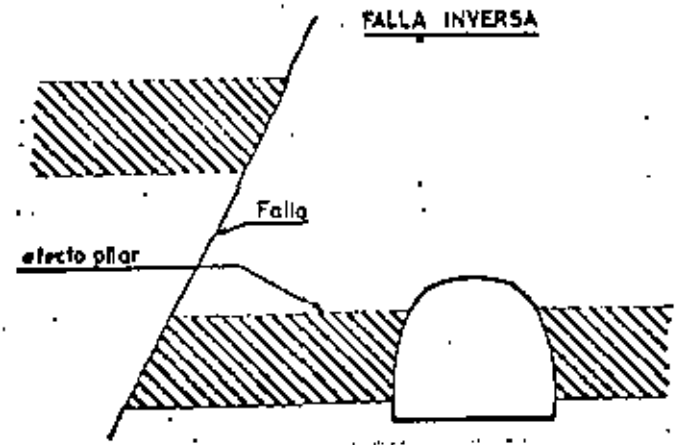


Fig. N° 1.- EFECTO PILAR.

Fig. N° 2.- EFECTO PILAR EN UNA FALLA INVERSA

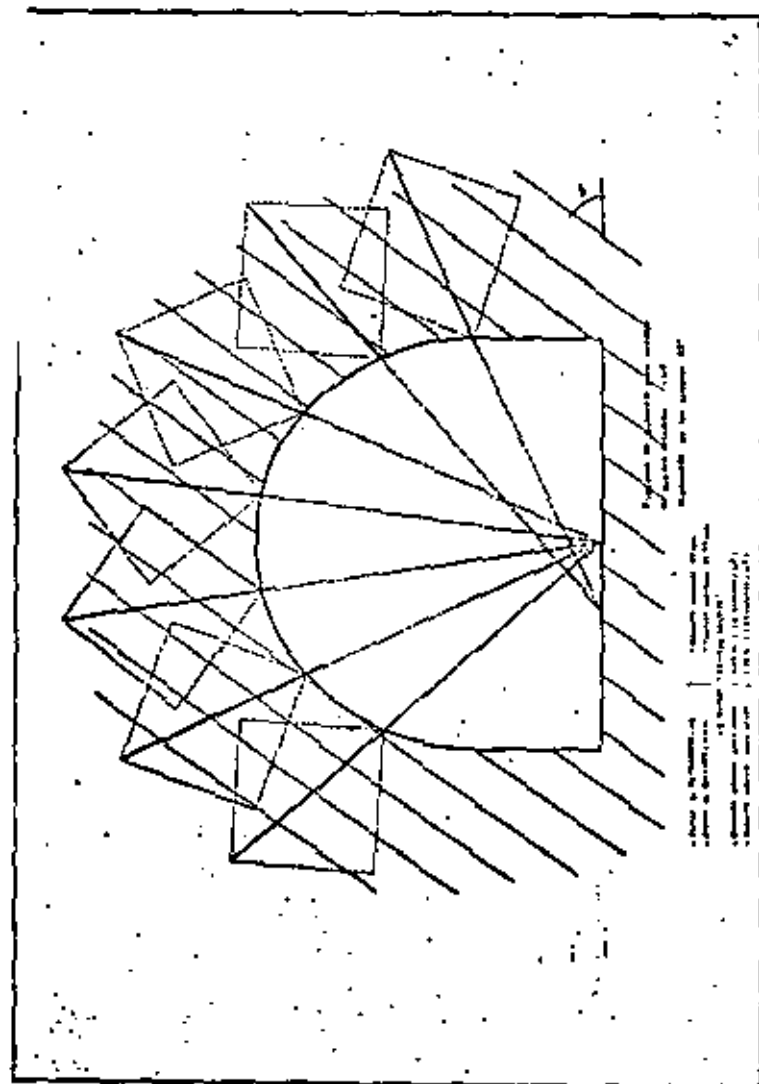
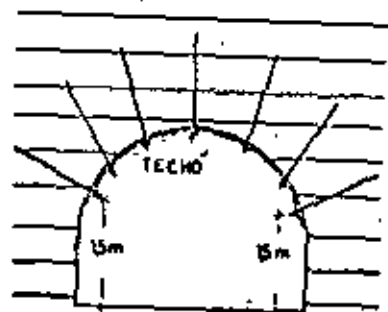
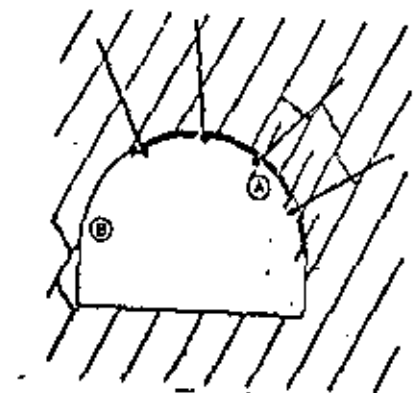
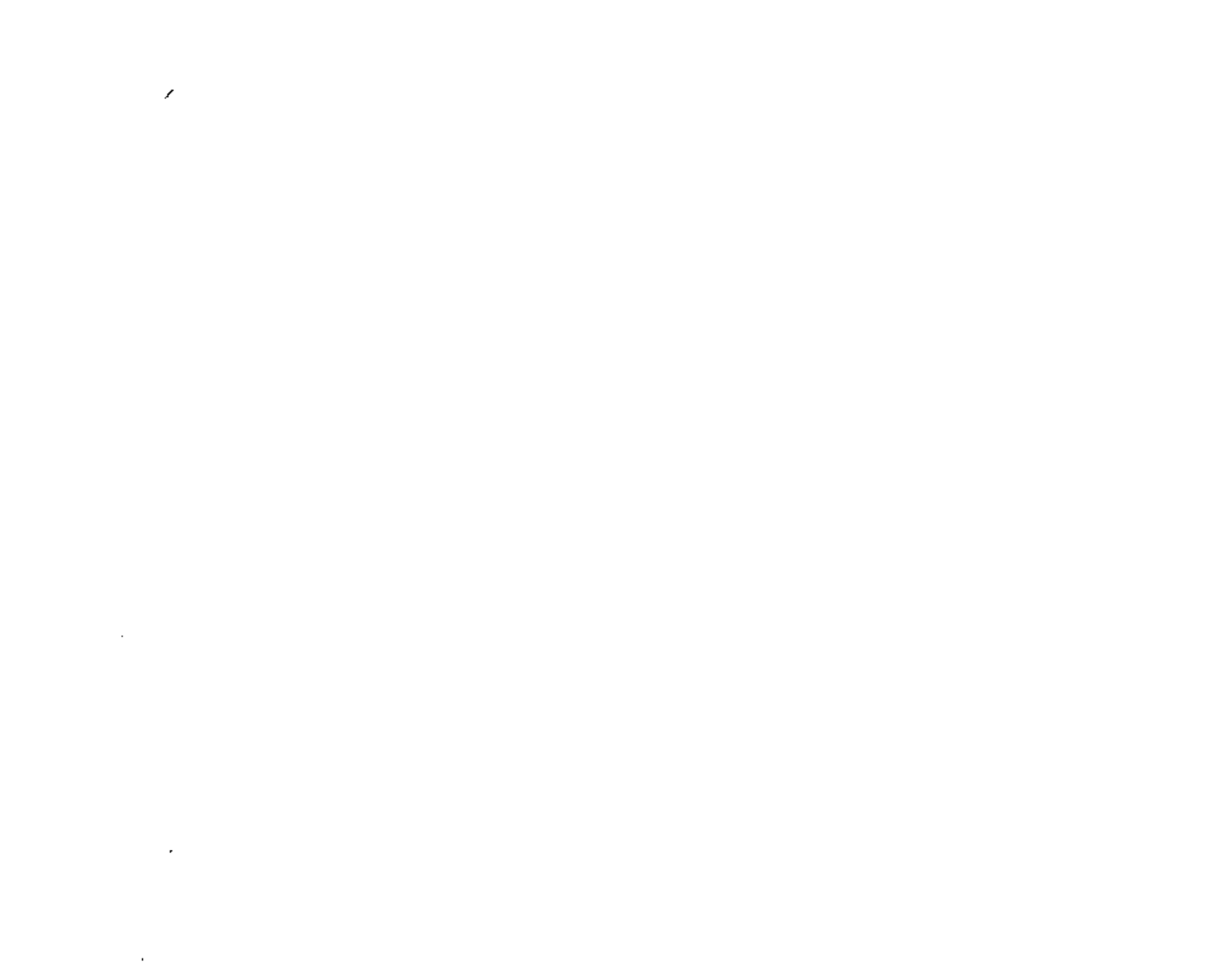


Fig. N° 3.- EFECTO DE LA ESTRATIFICACION Y CONCEPTO DE TECHO.

Fig. N° 4.- ESQUEMA DE BULONAJE EN GALERIAS EN DIRECCION DE 7 M².



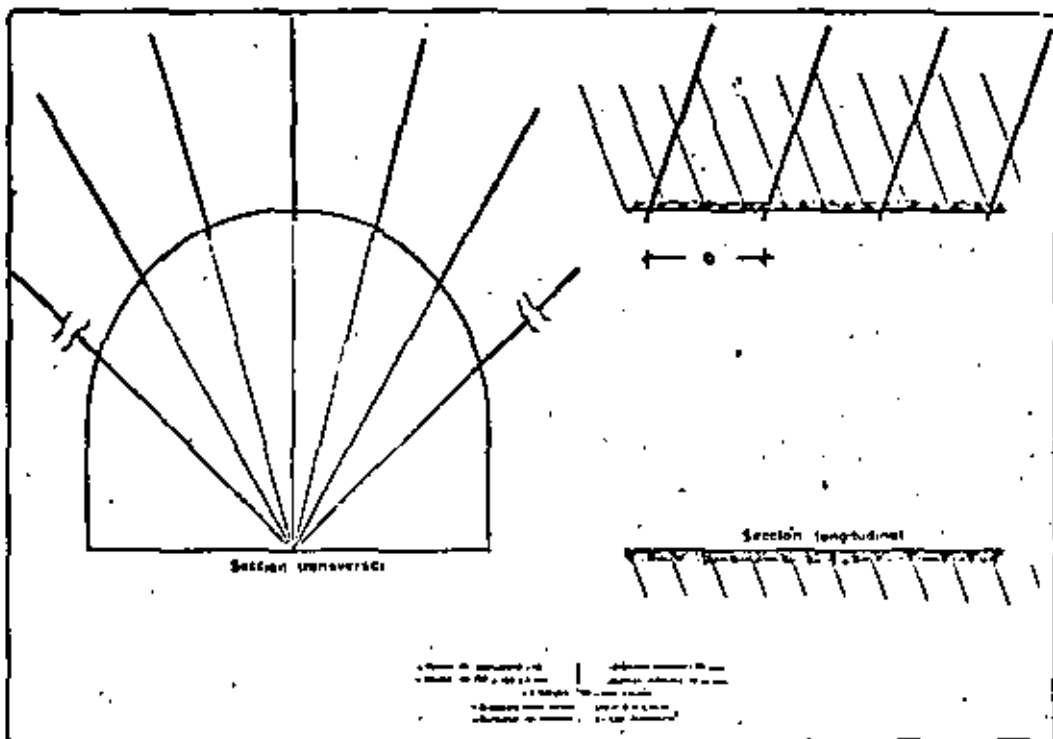


Fig. N° 7.-- ESQUEMA DE BULONAJE PARA TRANSVERSALES DE 7 M².

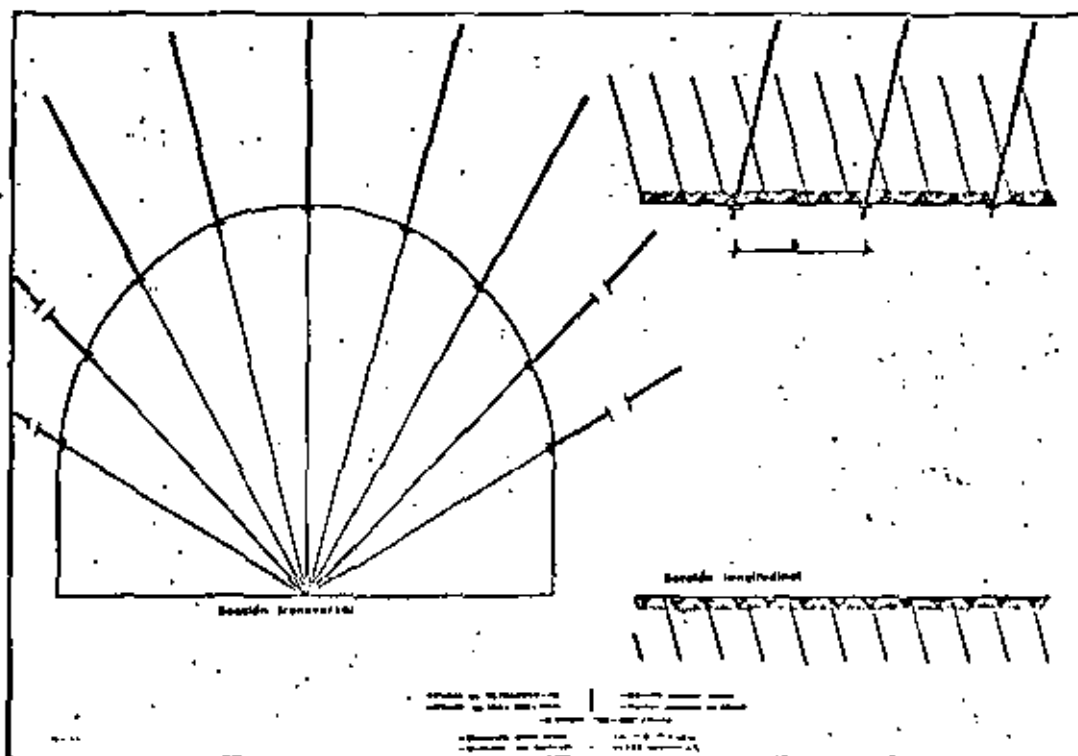


Fig. N° 8.-- ESQUEMA DE BULONAJE PARA TRANSVERSALES DE 9 M².

FIG. 9.- ESQUEMA DE BULONAJE PARA GALERIAS EN CAPA CON PENDIENTE MENOR QUE 35°
SECCION UTIL 7 M².

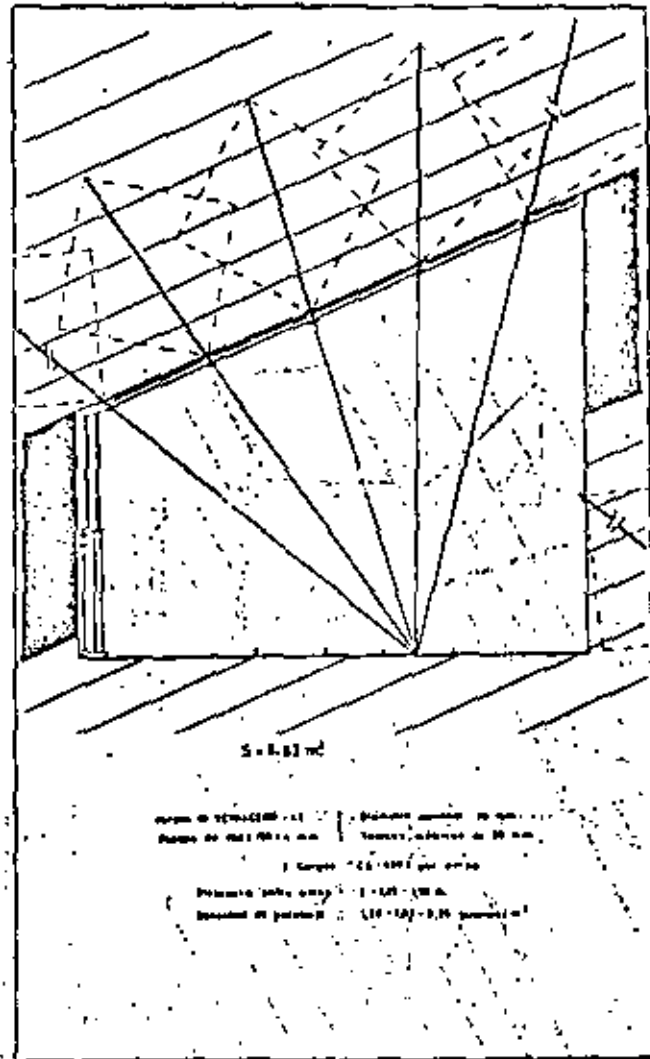
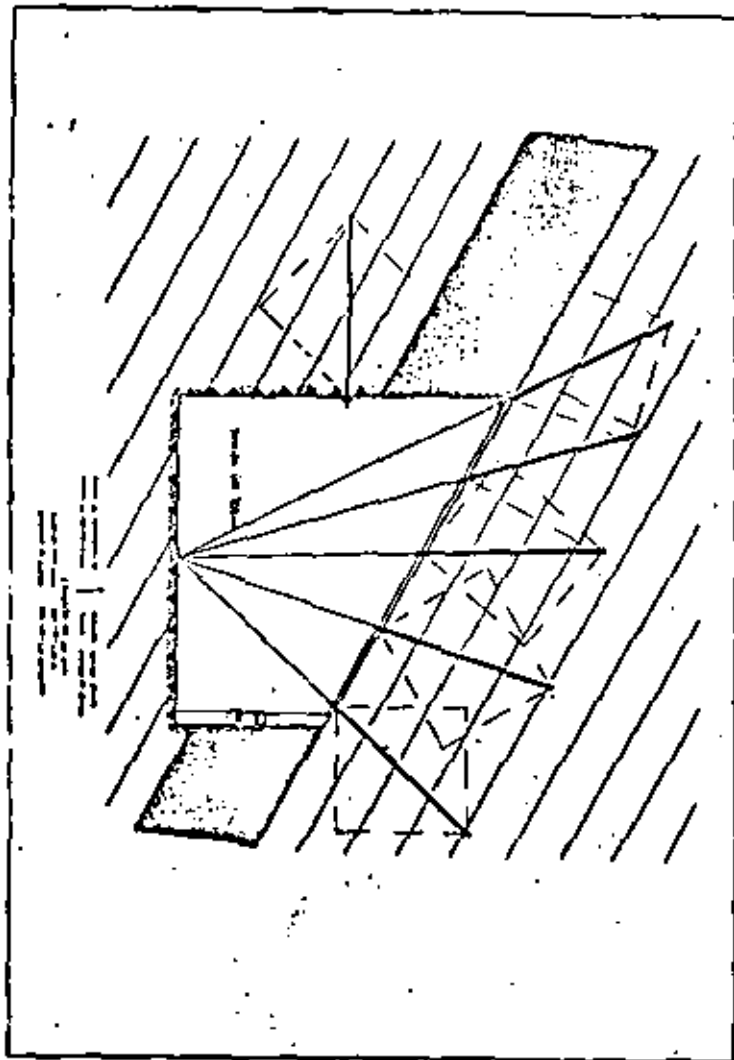


FIG. Nº 10.- ESQUEMA DE BULONAJE PARA GALERIAS EN
CAPA CON PENDIENTE MENOR QUE 15°
SECCION UTIL 9 M².

FIG. N° 11.- SOSTENIMIENTO PORTANTE TRANSITORIO.

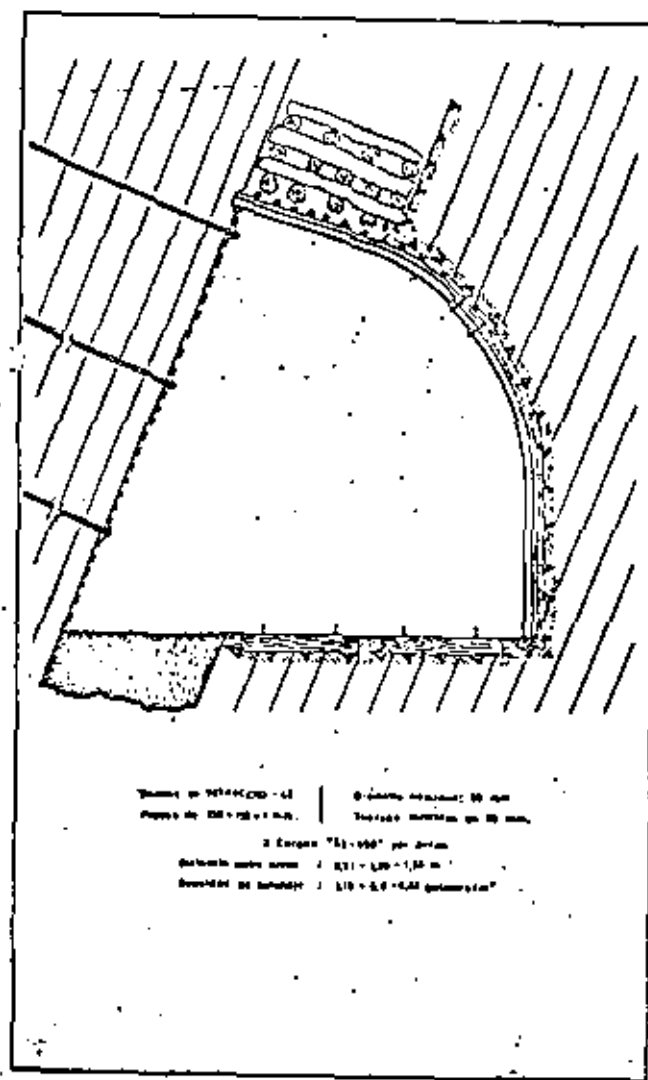
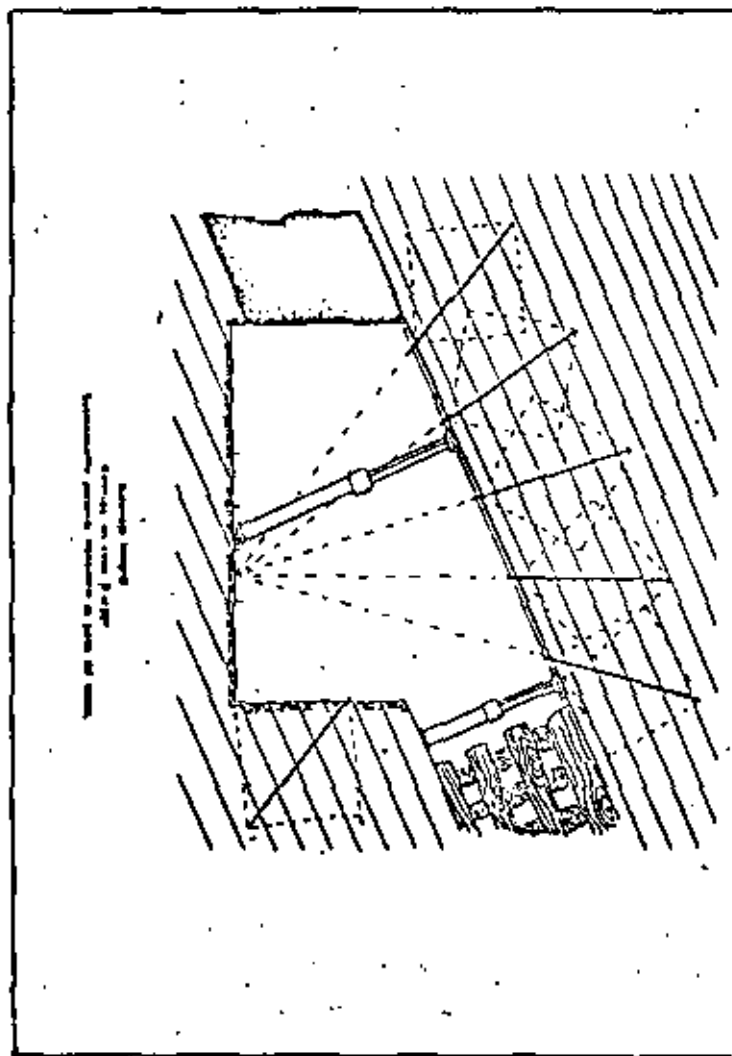


Fig. N° 15.- GALERIA DE PIE DE TAJO EN UNA CASA CON
 PENDIENTE MAYOR DE 35°.
 SECCION UTIL 10,5 M².

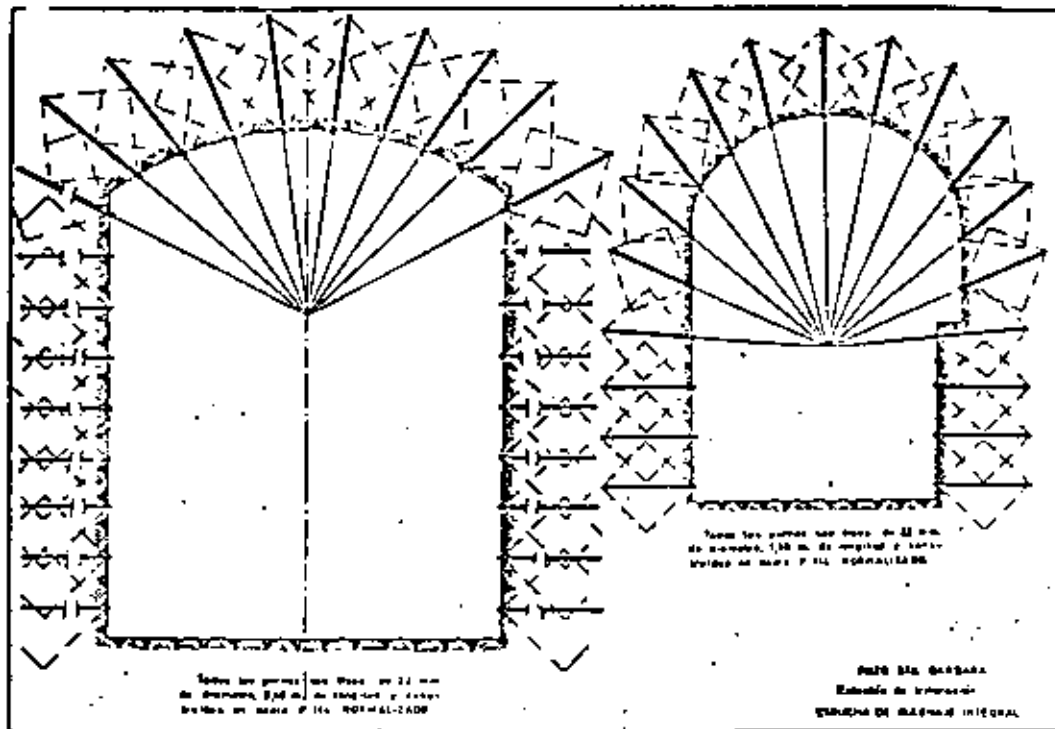


Fig. nº 26.- ESTACION TRITURACION P. SANTA BARBARA. ESQUEMA DE BARRAJE PRINCIPAL

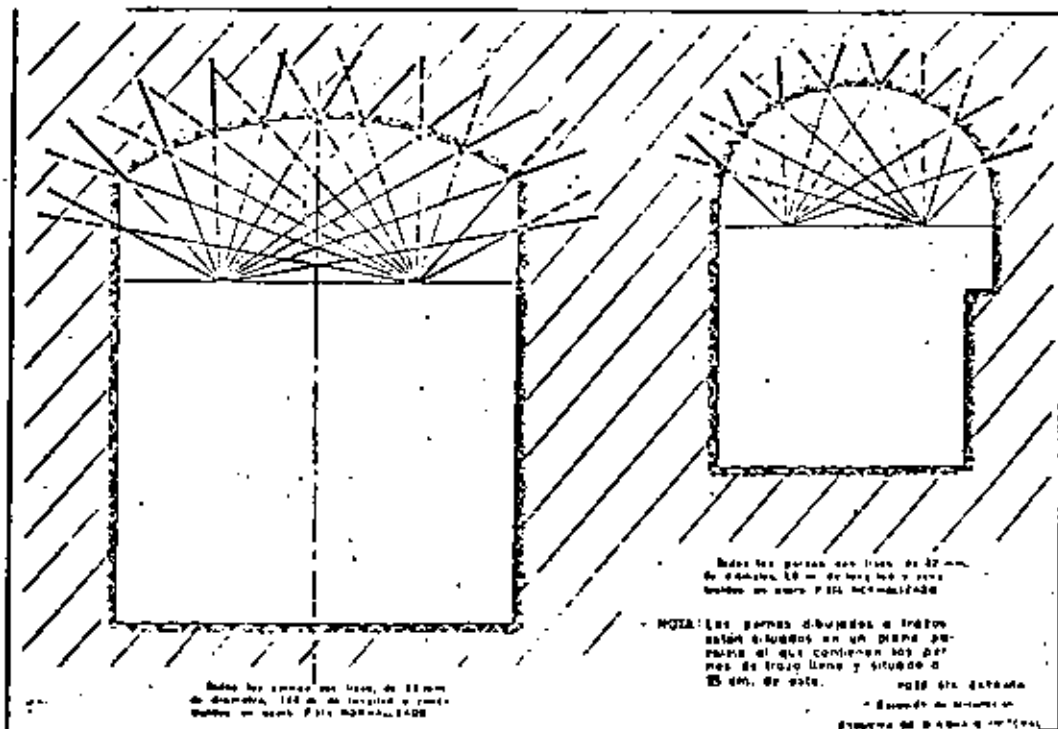


Fig. 27.- ESTACION DE TRITURACION P. SANTA BARBARA. ESQUEMA DE BARRAJE DE TRACCION.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION**

GROUTING MANUAL

JULIO, 1982





WATER RESOURCES COMMISSION N.S.W.
AUSTRALIA

GROUTING MANUAL

SECOND EDITION

1977

This Manual is a guide to field aspects of Foundation Grouting. It deals primarily with cement grouting and provides:

- an introduction to Grouting for those without previous experience*
- a convenient ready reference manual*
- details of permissible practices (and indicates why others are not permissible)*

THIS MANUAL HAS BEEN COMPILED FOR USE BY THE COMMISSION'S OFFICERS. NO INFERENCE THAT THE INFORMATION HEREIN AND THE PROCEDURES DESCRIBED ARE NECESSARILY CORRECT IS INTENDED TO BE CONVEYED.

REFERENCES TO PROPRIETARY MATERIALS AND PRODUCTS ARE NOT TO BE CONSTRUED AS ENDORSEMENT FOR COMMERCIAL PURPOSES.

	<u>PAGE</u>
<u>A. GROUTING GEAR</u>	
Arrangement of gear when using separate units	A1
- single hole grouting	A2
Arrangement of gear when using a combined unit	A3
Arrangement of gear when using separate units	A4
- Group grouting	A5
Standpipe fittings	A6
Grout mixers	A7
- the desired mixing action of grout mixers	A8
- when mixing grout ...	A9
- Efficiency checks on grout mixers	A10
Grout agitators	A11
Grout pumps	A12
Grout valves	A13
Pressure gauges for use on grout lines	A14
Grout packers	A15
Hook-up check	A16
Location of gear in difficult terrain	A17
Circuit grouting fittings	A18
Grout flow meter	A19
<u>B. METHODS, STAGES, SEQUENCES</u>	
Grouting methods	B1
Downstage without packer	B2
Downstage with packer	B3
Upstage grouting	B4
Full depth grouting	B5
Circuit grouting, full depth	B6
Circuit grouting, downstage	B7
Stage lengths	B8
Sequences	B9
When can drilling of a new stage start?	B10
- when working downstage	B11
- when working upstage or full depth	B12
<u>C. STANDPIPES, GROUT CAPS, DRILLING</u>	
Standpipes	C1
- are they really necessary?	C2
- required sizes, etc.	C3
- measuring for payment	C4
Grout caps	C5
- are they necessary	C6
- excavation	C7
- size, types	C8
Drilling	C9
Washing out grout holes	C10
Measuring holes for payment	C11
<u>D. WATER TESTING, HOOK-UP</u>	
Water testing	D1
Determining Lugeon units from water tests	D2
Hook-up payments	D3
<u>E. PROCEDURES, ETC.</u>	
Choosing a starting mix	E1
Further comments on starting mixes	E2
Thickening the mix during grouting	E3
When to stop grouting	E4
Grout pressures	E5
Hydrostatic aspects of grout pressures	E6
Multiple applications	E7
- comments	E8
- the effects	E9
Batching grout and changing mixes	E10
Sequence of taking measurements	E10A
Leaks and connections	E11
Rock movements	E12
Uplift gauges	E13
Examples of Grouting Report	E14, 15
Detecting crack characteristics from Grouting Reports	E16
Deciding whether more grout holes are needed	E16A
Slush grouting	E17
Concluding comments	E18
<u>F. PATCHING TABLES</u>	

section A

GROUTING GEAR A

grouting

gear

ARRANGEMENT OF GEAR WHEN USING SEPARATE UNITS. (THE USUAL CASE) Single Hole Grouting

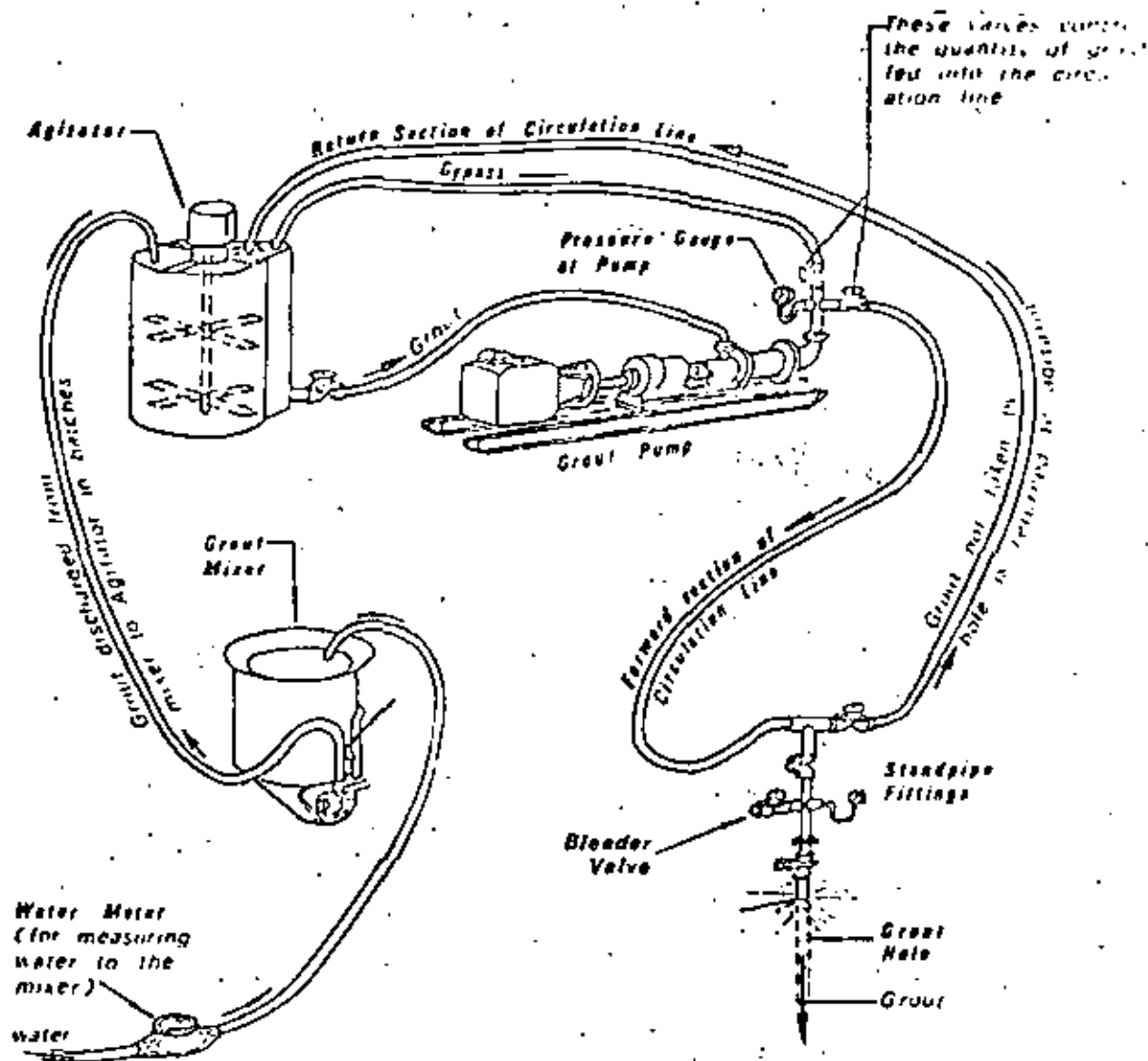


FIG 4

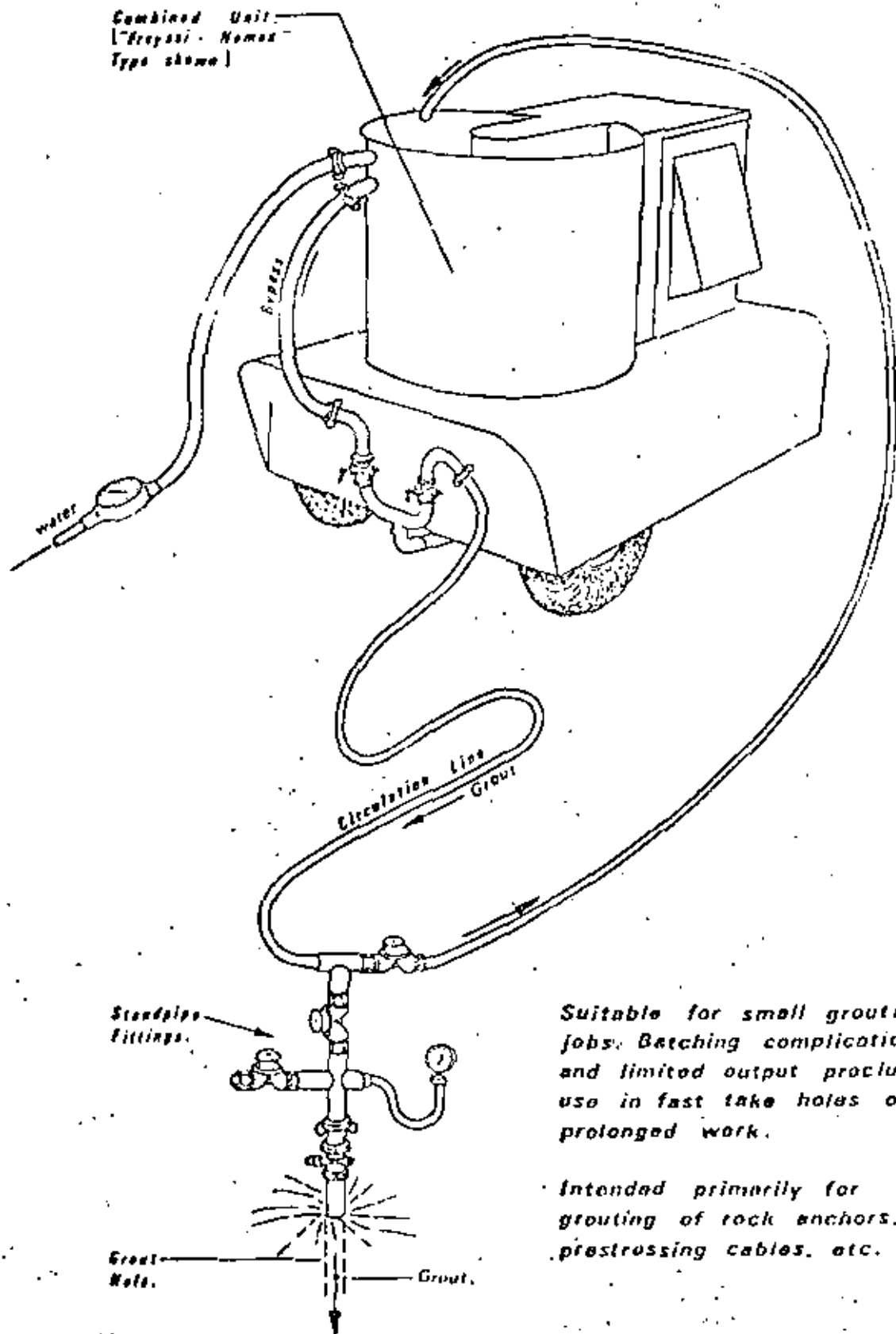
This is the most suitable arrangement of gear for most grouting jobs. It provides the greatest chance of getting out of difficulties during grouting.

One man operates the standpipe fittings during grouting; other men work the mixer, agitator and pump. All of the grouting crew must be able to contact each other quickly - telephones may be necessary for this if the grout hole is at a considerable distance from the pump or is not visible from it.

Circulation lines should be pipes and/or hoses of 25mm (1") MAXIMUM diameter. They should not contain restrictions which might cause grout blockages.

5 ARRANGEMENT OF GEAR WHEN USING A COMBINED UNIT

(WHICH HAS A MIXER, AGITATOR & PUMP ALL IN THE ONE UNIT.)



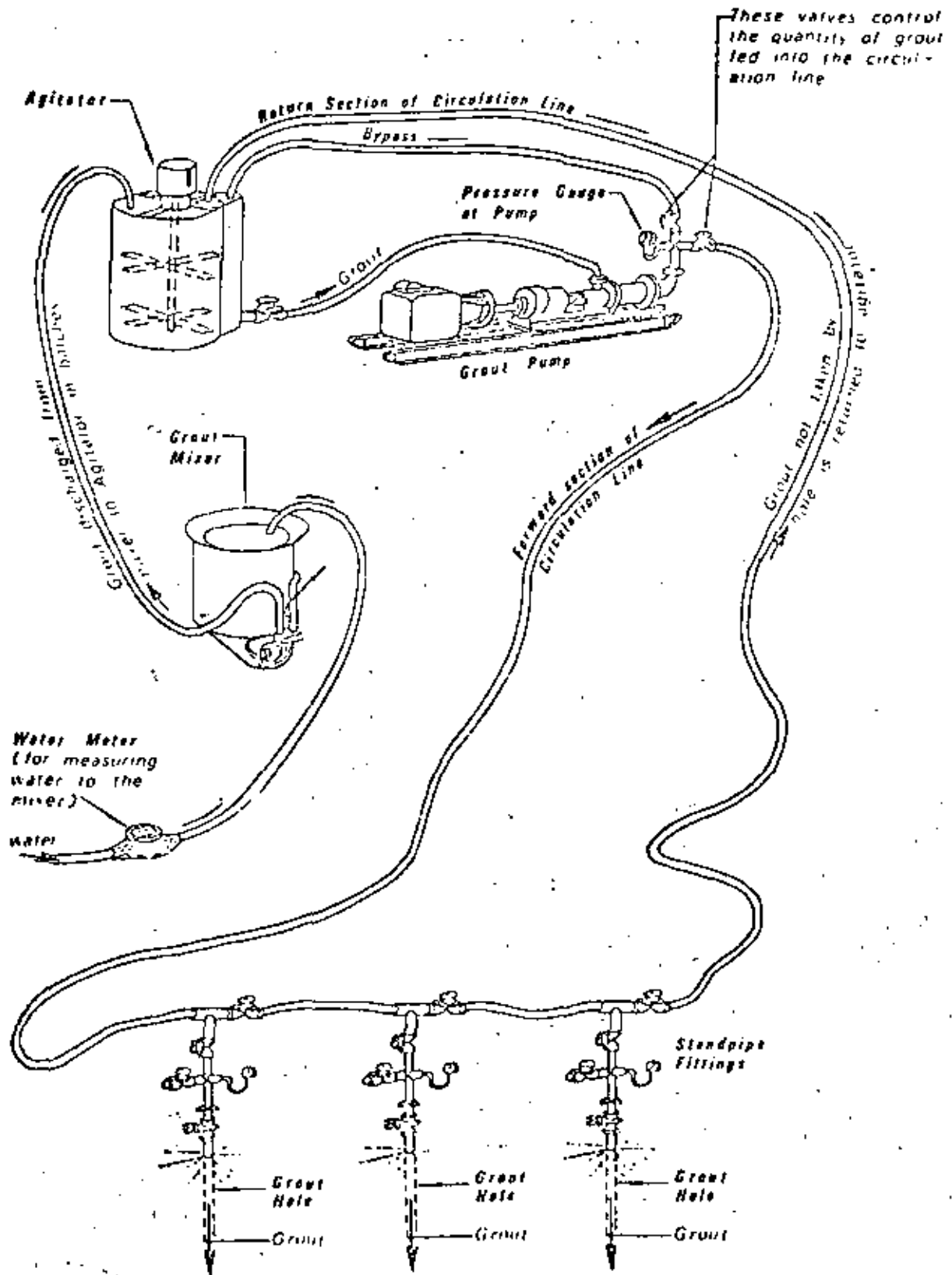
Suitable for small grouting jobs. Batching complications and limited output preclude use in fast take holes or prolonged work.

Intended primarily for grouting of rock anchors, prestressing cables, etc.

ARRANGEMENT OF GEAR WHEN USING SEPARATE UNITS

8

Group Grouting



Alternatively, a single set of standpipe control fittings can be used for the whole group

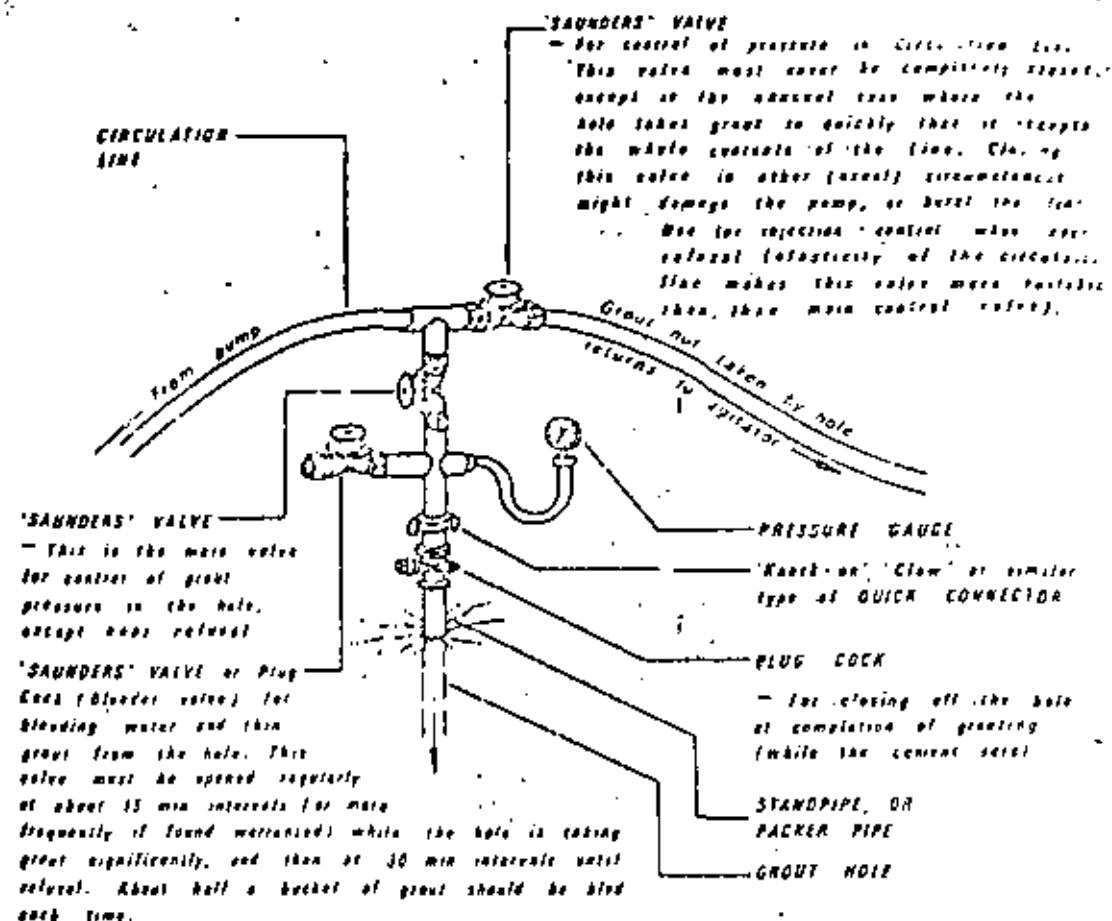
STANDPIPE FITTINGS

9

ARE USED FOR

- CONTROLLING THE GROUT PRESSURES AT THE HOLE.
- MEASURING THE GROUT PRESSURES.
- BLEEDING THE GROUT.
- CLOSING OFF THE HOLE (TEMPORARILY) WHEN GROUTING IS COMPLETED.

A SUITABLE ARRANGEMENT IS :-



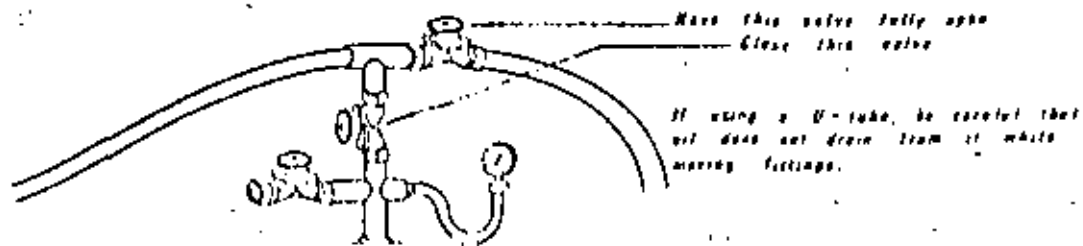
Turn the main control valve partly off before starting bleeding, and leave it partly off until completion of bleeding.

The bleeder valve can be used to check for blocked fittings, and for blowing them out, and for connection of a grout flow meter.

On sloping holes arrange for the bleeder to be on the HIGH side of the fittings.

Standpipe fittings should not be smaller than 25mm (1") diameter (because smaller fittings would block too readily with the slow grout velocities often experienced). Where the standpipe is larger than 50mm (2") diameter, any bushing down to smaller diameter standpipe fittings must be very gradual to prevent bleeding difficulties and grout blockages.

The fittings can be carried to grout holes while continuing to pump grout around the circulation line, as shown:-



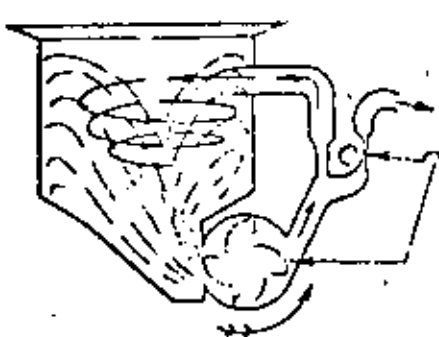
GROUT MIXERS

10

THOROUGH MIXING OF THE GROUT IS IMPORTANT

SOME SUITABLE MIXERS ARE:-

"COLCRETE", "CEMIX" TYPES

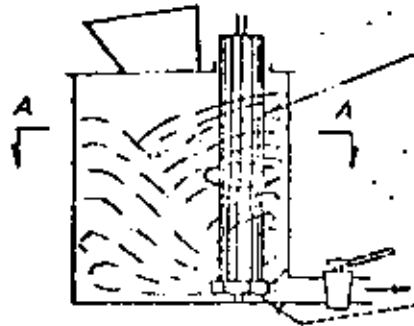


MIXING ROTOR
 - In "Colcrete" operates at 2 000 r.p.m. in vertical plane
 - In "Cemix" operates at 1 500 r.p.m. in horizontal plane

CONTROL VALVE
 - While mixing, circulation is back to drum
 - After mixing, valve is opened to allow the grout to pump away at low pressure (max. pressure developed by mixer is about 30 p.s.i.)

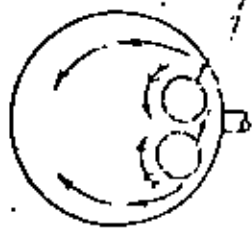
MIXING TIME = 15 SECONDS

"BACHY" TYPE



SMOOTH RUBBER ROLLERS REVOLVING IN OPPOSITE DIRECTIONS AT HIGH SPEED

Vanes fitted to bottom of rollers to assist mixing action

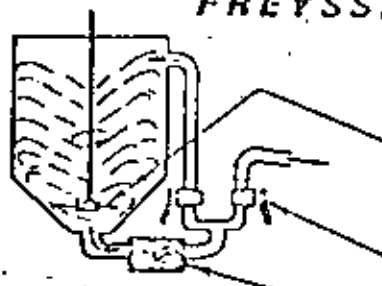


VIEW AA

MIXING TIME = 3 MIN

"FREYSSI-NEMAX" TYPE

ONLY SUITABLE FOR SHORT, SMALL GROUTING OPERATIONS



MIXING ROTOR
 - Operates at 700 r.p.m. in horizontal plane

CONTROL VALVES While mixing circulation is back to drum

GROUT PUMP

MIXING TIME = 1.5 MIN

IMPROVISED MIXER

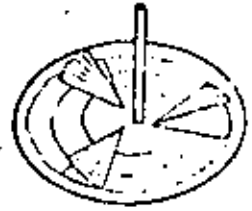
FOR VERY SMALL JOBS WHERE OBTAINING A LARGER MIXER IS NOT WARRANTED



HAND HELD ELECTRIC OR AIR DRILL, REVOLVING AT 1 000 r.p.m. OR MORE

BUCKET OR DRUM

PAINT STIRRER BLADE SIMILAR TO



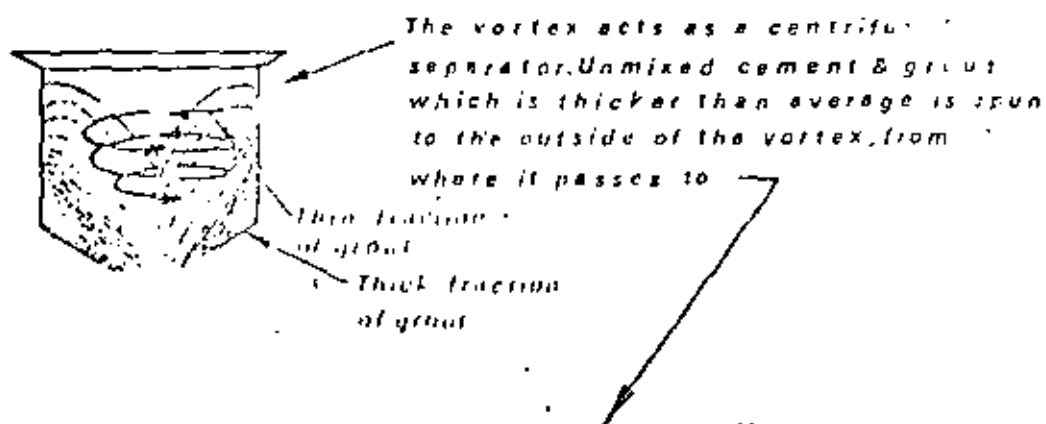
While mixing the stirrer must be moved around all parts of the bucket

MIXING TIME 3 MIN (minimum)

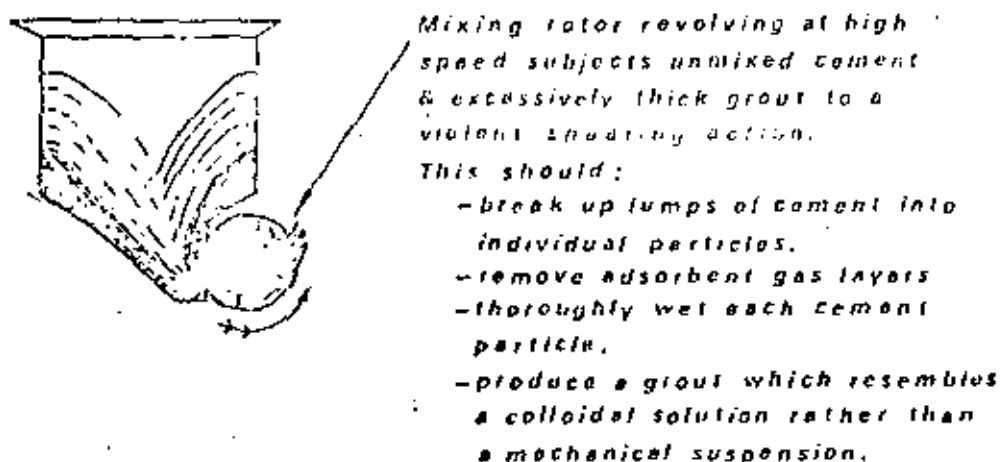
THE DESIRED MIXING ACTION OF GROUT MIXERS

IS:-

(A) FORMATION OF A VORTEX.



(B) TREATMENT OF THE THICKER FRACTION FROM THE VORTEX.



(C) CIRCULATION OF THE TREATED FRACTION BACK INTO THE VORTEX.



The vortex continues to spin any thicker grout back to the mixing rotor, together with adjacent slightly thinner grout. The resulting grout becomes progressively thinner, until all the grout in the vortex has reached uniform thickness.

TOTAL TIME FOR STEPS (A), (B) AND (C) IN A "COLCRETE" OR "CEMIX" MIXER IS 15 SECONDS (FROM TIME OF BATCHING THE INGREDIENTS TO COMPLETION)

WHEN MIXING GROUT

- PUT THE WATER IN THE MIXER FIRST
- HAVE THE MIXER RUNNING AT FULL SPEED BEFORE ADDING THE CEMENT
- MIX THE GROUT IN BATCHES DO NOT TRY TO MIX IT IN A CONTINUOUS PROCESS
- MEASURE THE INGREDIENTS BY VOLUME.
PREFERABLY USE A WATER METER TO MEASURE OUT THE QUANTITY OF WATER REQUIRED
- ADD THE CEMENT IN WHOLE BAGS. DO NOT TRY TO USE PART OF A BAG ONLY.
- DO NOT LEAVE THE MIXER RUNNING FOR MORE THAN A FEW MINUTES BETWEEN BATCHES (IT WILL GET TOO HOT)
- HAVE AT LEAST ENOUGH WATER IN MIXER TO COVER THE ROTOR, WHENEVER IT IS RUNNING
- CLEAN THE MIXER THOROUGHLY AFTER COMPLETION DAY'S WORK OR IF DELAYS OCCUR DURING GROUTING ENSURE THAT ALL GROUT IS REMOVED FROM INSIDE AND OUTSIDE OF MIXER, AND FROM ROTOR AND HOSES.



GROUT MIXERS

REGULAR MAINTENANCE & CHECKING OF MIXERS IS NECESSARY TO ENSURE THE PRODUCTION OF EFFECTIVE GROUT. TO CARRY OUT AN EFFICIENCY CHECK :-

(A) CHECK THE R.P.M. OF MIXING ROTOR

(B) MAKE A SAMPLE OF GROUT ABOUT ONE INCH DEEP. WHEN SET, BREAK IT APART AND EXAMINE THE GRAIN STRUCTURE OF A VERTICAL FACE.



Vertical face is uniform in colour & has no banding

EFFICIENT MIXING

Sample of grout



Vertical face has horizontal bands of different colours (indicating segregation of various particle sizes of the cement)

INEFFICIENT MIXING

NOTE

The use of slow speed grout mixers is not usually desirable. They are generally unable to produce an effective, stable grout without recourse to additives.

Examples of slow speed mixers:

Paddle mixers

Drum mixers

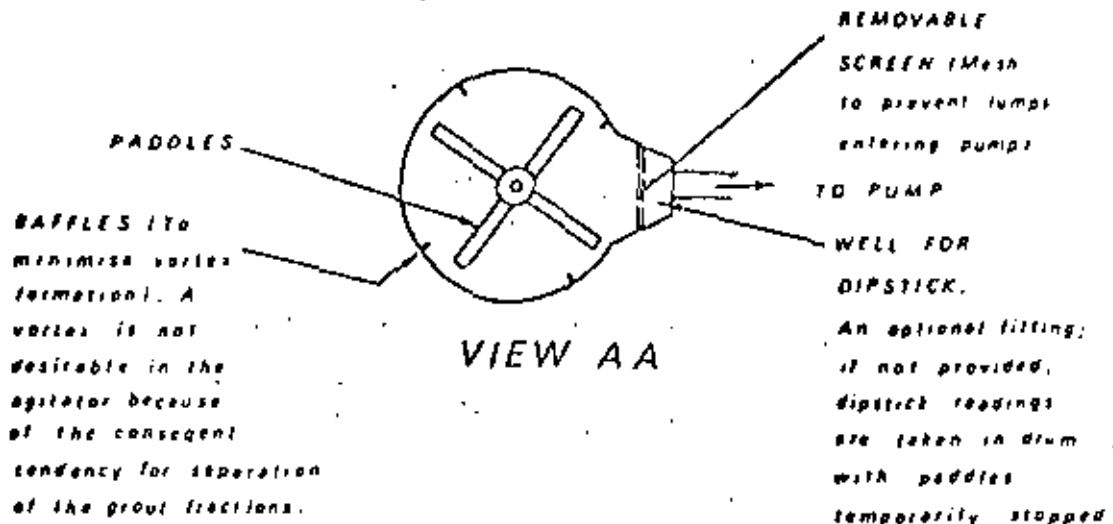
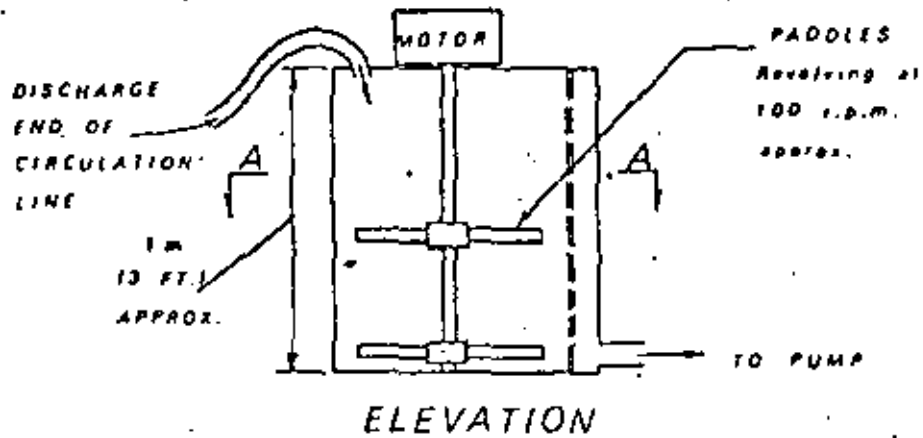
A stick in a bucket

less than 500 r.p.m.

GROUT AGITATORS

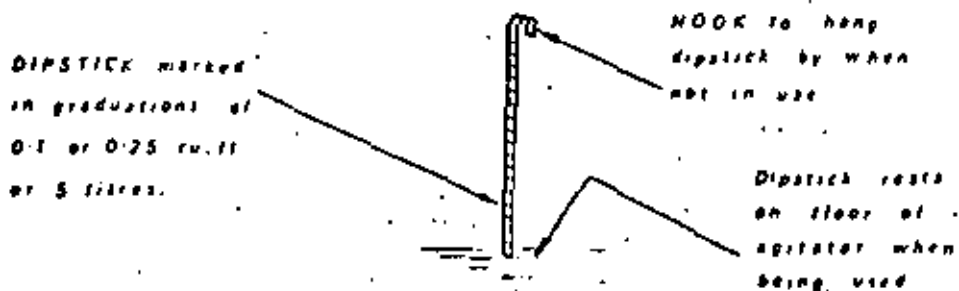
THEIR PURPOSE IS TO STIR THE GROUT WHILE IT IS AWAITING INJECTION

TYPICAL AGITATOR:-



DIPSTICK

USED TO MEASURE THE QUANTITY OF GROUT IN THE AGITATOR.

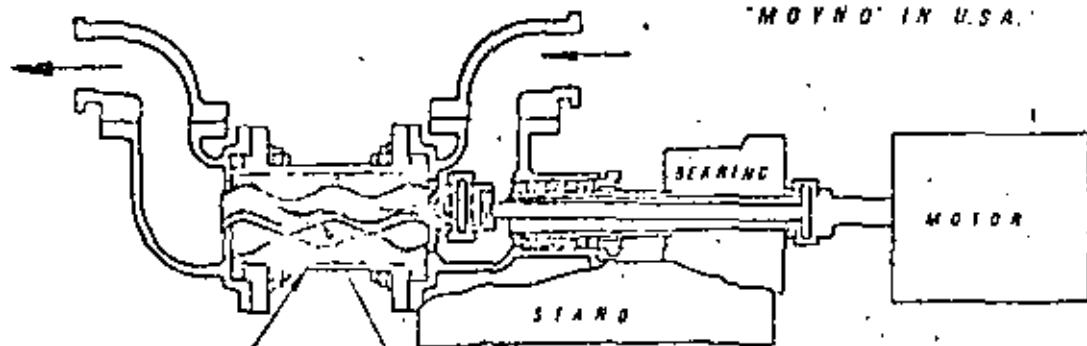


PUMPS MUST BE ABLE TO:

- GIVE A STEADY PRESSURE
(Pressure fluctuations must not reach standpipes)
- PROVIDE SUFFICIENT PRESSURE & DISCHARGE
- RUN RELIABLY FOR LONG PERIODS

A SUITABLE GROUT PUMP IS THE "MONO" TYPE

(KNOWN AS
"MOYNO" IN U.S.A.)



STATOR - Shaped in the form of a double internal helix

ROTOR - helical shape. Rolls in the stator with a slight eccentric motion.

If necessary, two Mono pumps can be connected in series to develop greater pressures than each is individually capable of.

The Mono pump is a positive displacement pump operating on the helix principle. It is capable of handling abrasive fluids such as grout.

OTHER TYPES OF GROUT PUMPS INCLUDE:

- VARIOUS PISTON PUMPS SUCH AS
 - DUPLEX (SEVERAL BRANDS)
 - ATLAS COPCO HYDRAULIC (CRAELIUS)
 - CLIVIO HYDRAULIC
- DIAPHRAGM PUMPS (SEVERAL BRANDS)

NOTE: Piston & diaphragm pumps require devices to smooth the pressure pulsations which occur at the various phases of the stroke. Such devices include air domes & special disc valves.

Maintenance of these pumps is not as simple as Mono pumps and they are not as portable.

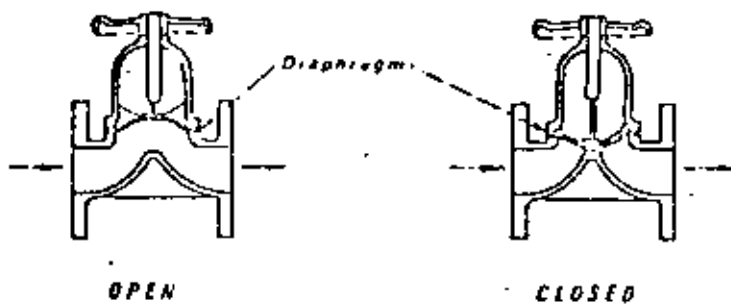
GROUT VALVES

VALVES FOR HANDLING GROUT MUST-

- BE ABLE TO OPERATE FOR LONG PERIODS WITHOUT BECOMING BLOCKED WITH GROUT
- BE EASILY CLEANED
- BE UNAFFECTED BY THE ABRASIVE ACTION OF GROUT.

THE MOST SUITABLE VALVES ARE OF THE
"SAUNDERS" TYPE.

(For pressures below 200 p.s.i.)



FOR PRESSURES ABOVE 200 p.s.i.

LUBRICATED PLUG COCKS CAN BE USED

NOTE:

Plug cocks (unlubricated) & ball plug valves can be used for grout, but only for fully open closed functions. They are not suitable for reliable control of pressure.

VALVES MUST BE THOROUGHLY CLEANED
AFTER USE

19
**PRESSURE GAUGES
FOR USE ON GROUT LINES**

**METHODS USED TO KEEP GROUT OUT OF
GAUGES INCLUDE:**

DIAPHRAGMS

The gauge is operated by oil. Pressures are transmitted from grout, through a diaphragm, to the oil.

- "N.I.C." TYPE

*Semi-flat
diaphragm*



- "RAST" TYPE

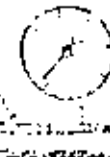
(Sealed Snubber)

*Cup shaped
diaphragm*



- "RACHY" TYPE

Tube diaphragm

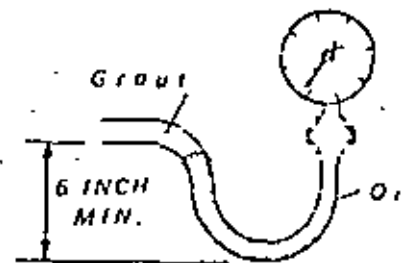


*When using this gauge, it is important
that the gauge have been inspected
and checked.*

U-TUBE

*This is a simple, reliable
arrangement, provided that
care is taken to*

- keep the "U" hanging downwards.*
- make sure that the oil is not accidentally drained out when moving gauges and fittings around the job.*



TESTING OF GAUGES

The accuracy of pressure gauges must be checked at least weekly (more frequently for gauges receiving rough treatment).

Intersect gauges must not be used for grouting.

A master gauge should be carefully kept, for checking the job gauges.

GROUT PACKERS

- PACKERS ARE USED (When Required) -
- (A) TO ISOLATE PART OF A GROUT HOLE TO ENABLE ONLY PART OF THE HOLE TO BE GROUTED.
 - (B) AT THE TOP OF A HOLE, INSTEAD OF A STANDPIPE.

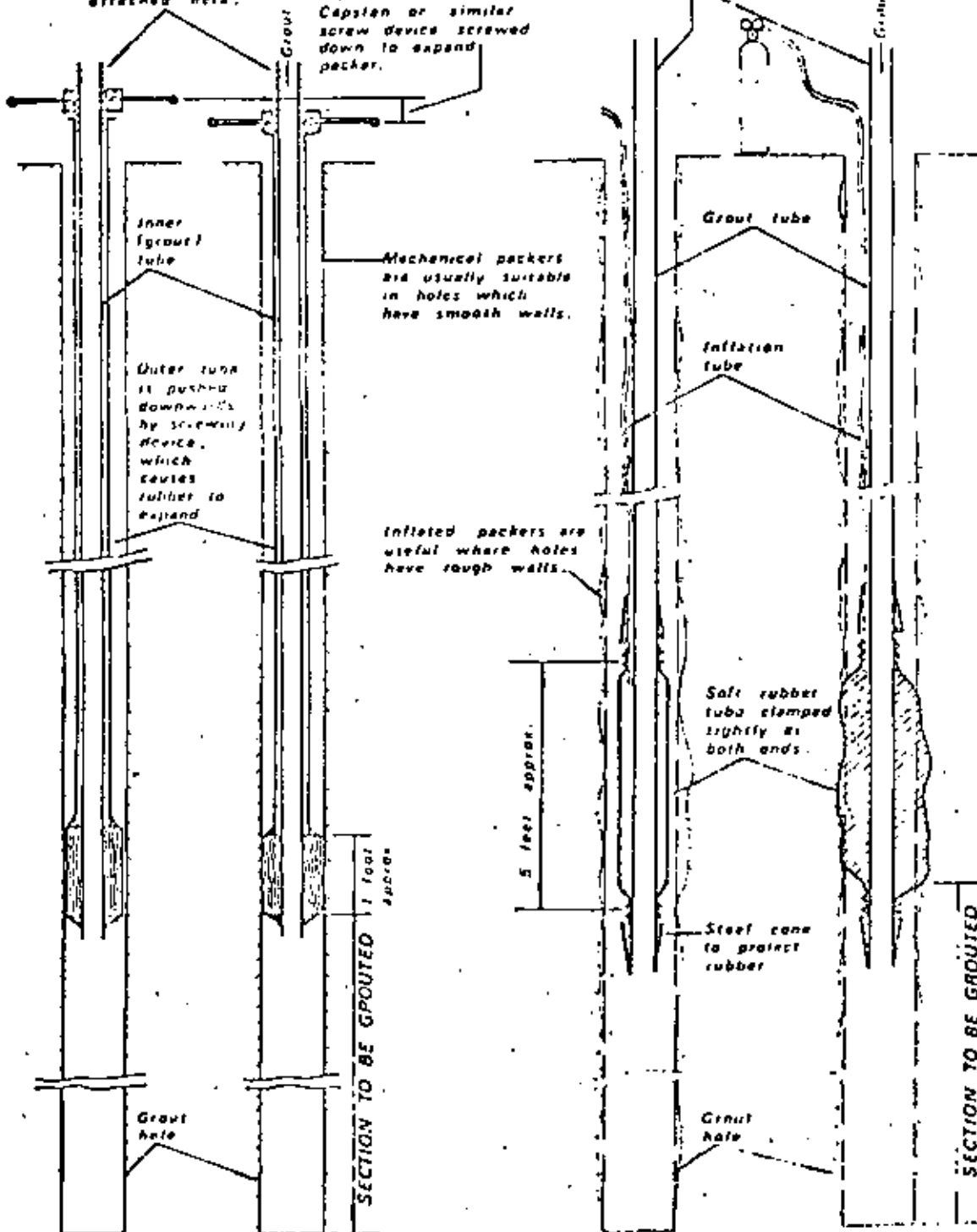
PACKERS ARE USUALLY - **MECHANICAL** OR **INFLATED**

(A short rubber section squeezed out against the wall of the grout hole by means of a mechanical screw device)

(A rubber tube inflated by means of compressed air, nitrogen, or water, etc. at high pressure)

Standpipe fittings attached here.

Standpipe fittings attached here.



PACKER INSERTED BUT NOT SEATED

PACKER SEATED

PACKER INSERTED BUT NOT SEATED

PACKER SEATED

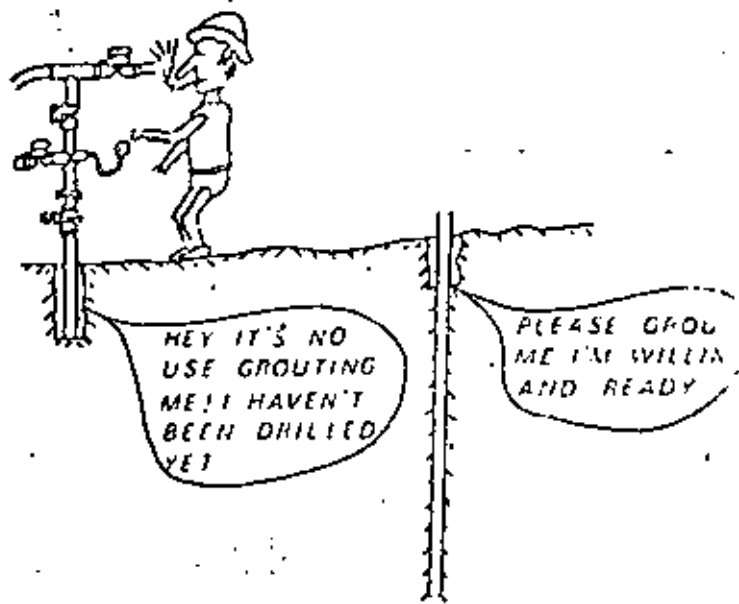
The packers shown, etc. of the type used to isolate a section of a hole. Packers used at the top of a hole instead of a standpipe are similar.

HOOK-UP CHECK

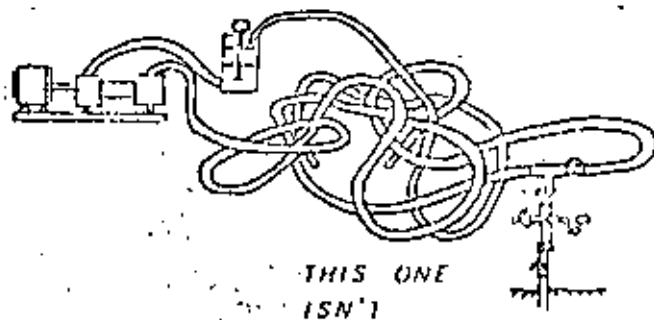
19

WHEN READY TO START GROUTING, CHECK-

- THAT
CORRECT
HOLE IS
CONNECTED



- THAT
CIRCULATION
LINE IS
CONNECTED
CORRECTLY



- THAT THERE
IS PLENTY OF
CEMENT AT
THE MIXER.



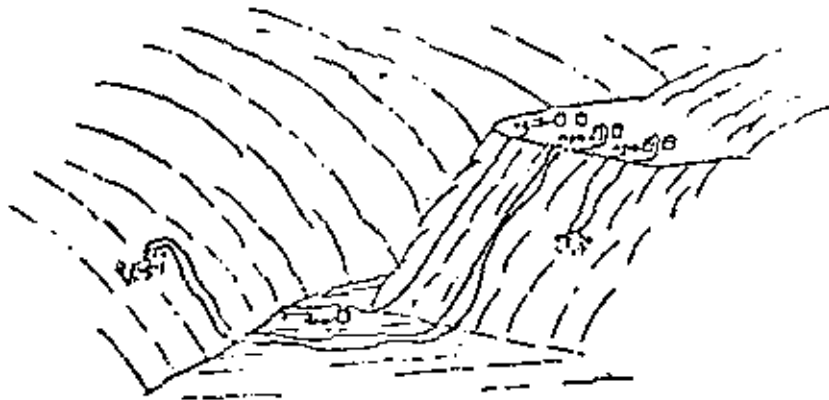
Is the water test high? If it is, get plenty of cement before starting

- THAT PUMP, AGITATOR, MIXER, ETC. ARE WORKING PROPERLY & HAVE SUFFICIENT FUEL (If petrol or diesel)
- THAT STANDPIPE FITTINGS ARE CLEAN & OPERATING PROPERLY, & THAT PRESSURE GAUGES HAVE NOT BEEN DAMAGED SINCE TESTING.
- THAT SPARE STANDBY EQUIPMENT IS AVAILABLE
- THAT CAULKING GEAR IS NEARBY
- THAT NOTHING FORSEEABLE WILL INTERRUPT THE GROUTING (SUCH AS BLASTING, PLANT MOVEMENTS, KNOCK-OFF TIME ETC.)

**DON'T START GROUTING UNTIL
EVERYTHING IS READY**

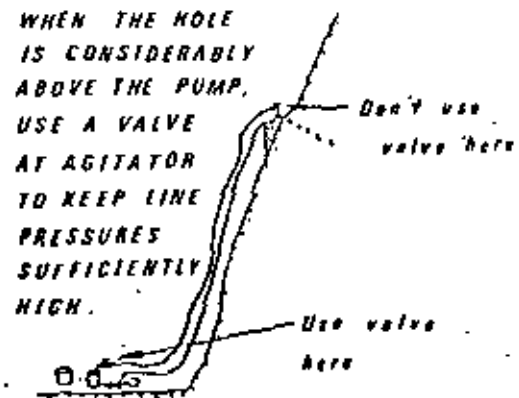
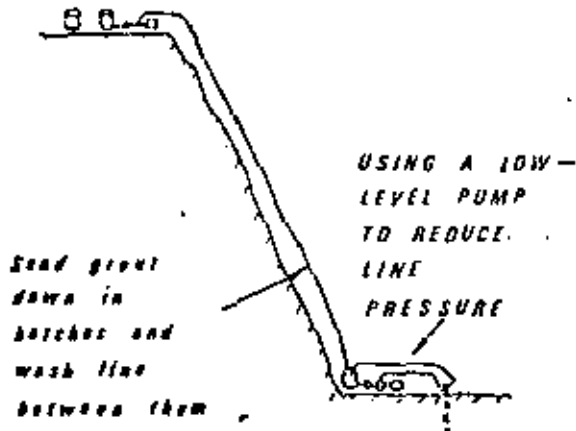
- THEN, AFTER STARTING, DON'T

LOCATION OF GEAR IN DIFFICULT TERRAIN



Gear located at convenient position. Grout pumped to all parts of site, through circulation lines.

Circulation line pressures at standpipe should be only slightly higher than grouting pressure, if possible.



When the required pressure is so low that pump tends to stall, pump around the bypass as well.

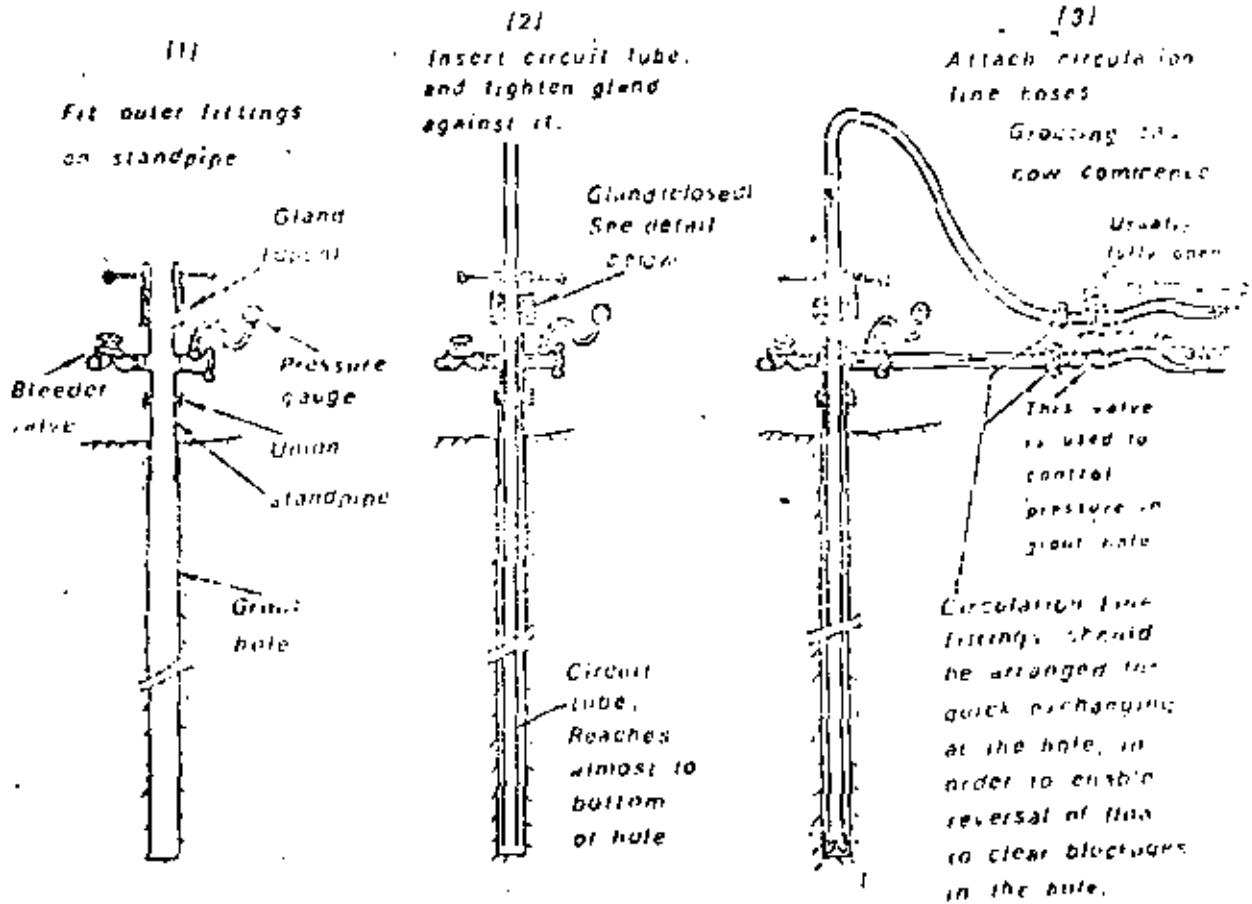




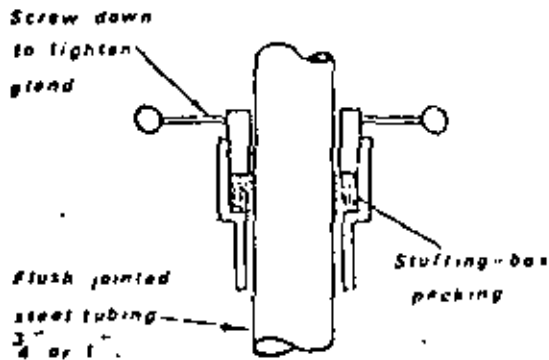
CIRCUIT GROUTING FITTINGS

WHEN USING CIRCUIT GROUTING, THE CIRCULATION LINE PASSES DOWN THE GROUT HOLE. STANDPIPE FITTINGS ARE DIFFERENT TO USUAL.

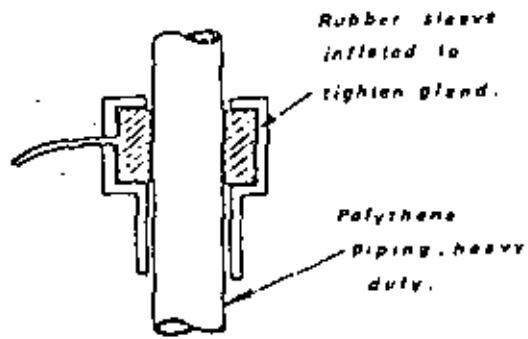
SETTING-UP STEPS ARE:-



GLAND DETAILS



STEEL TUBE TYPE



PLASTIC TUBE TYPE

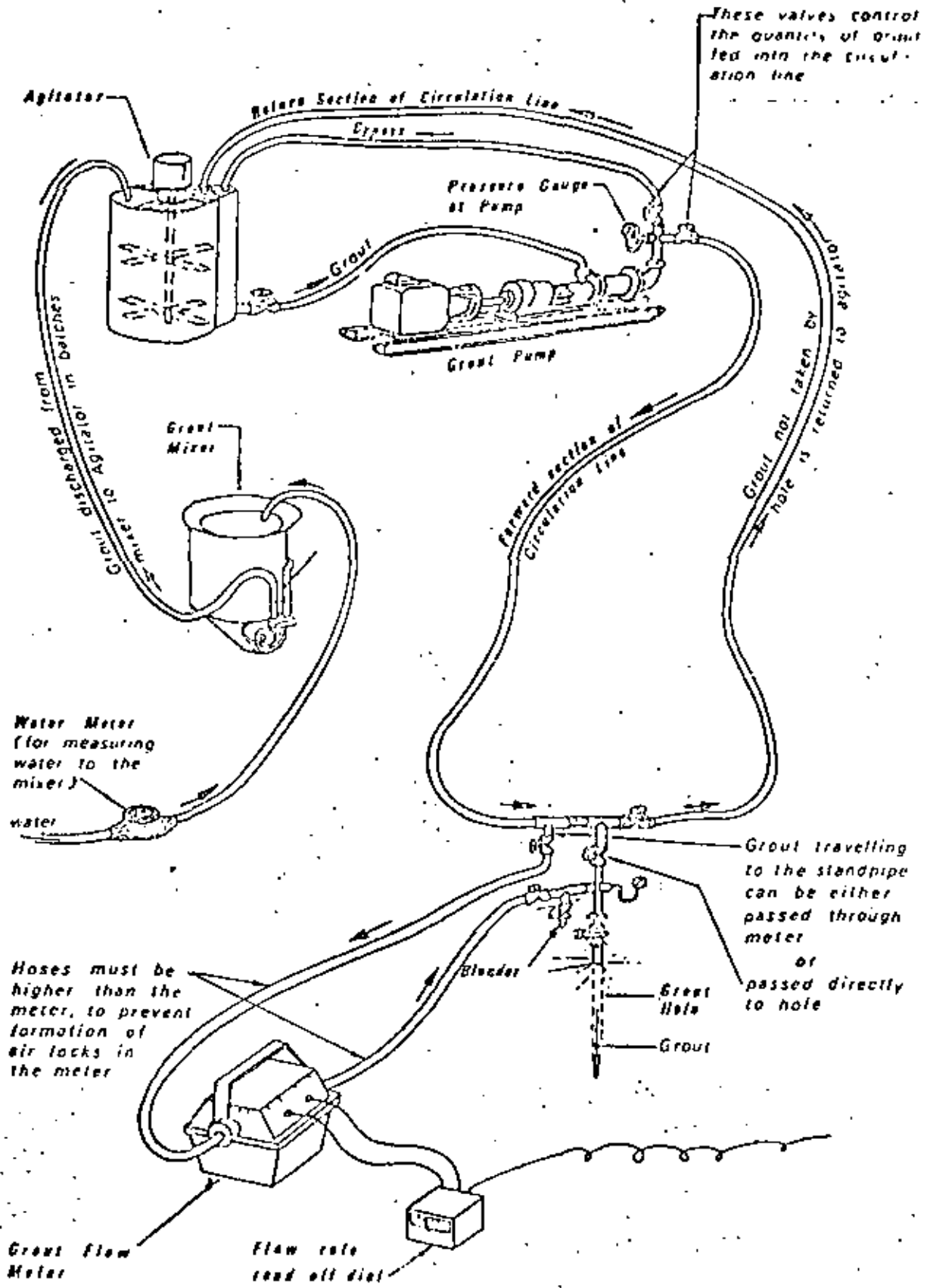
GROUT FLOW METER

Used for accurate measurements of rate of take, continuously.

22

Setting up the meter is only warranted in special cases such as:-

- controlling rock movements
- grouting near walls, tunnel linings, or similar easily damaged structures



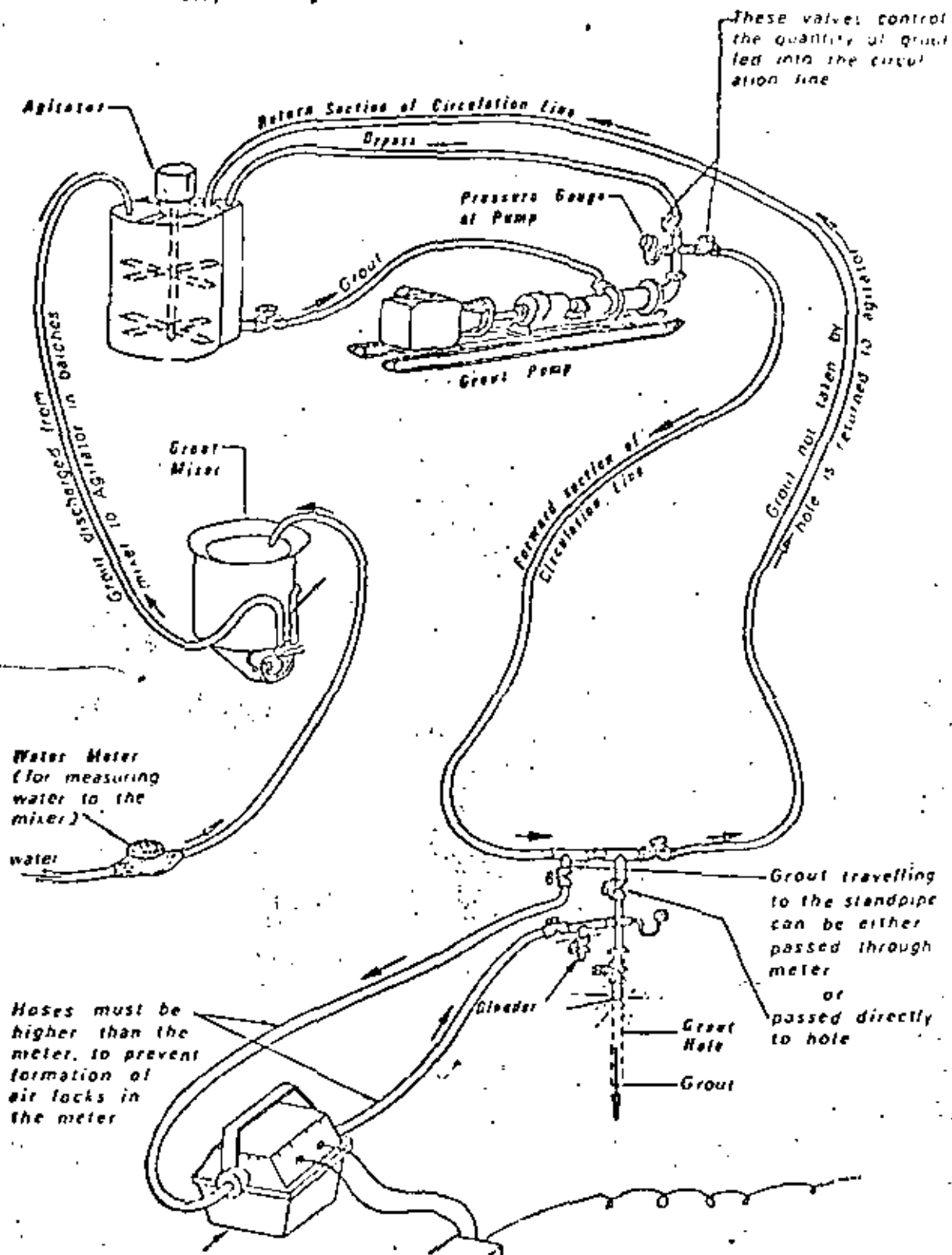
FLOW METER is "VERIFLUX" meter with converter, fitted with carrying handle for portable use, Made by Kent Instruments.

GROUT FLOW METER

Used for accurate measurements of rate of take, continuity.

Setting up the meter is only warranted in special cases such as:-

- controlling rock movements
- grouting near walls, tunnel linings, or similar easily damaged structures



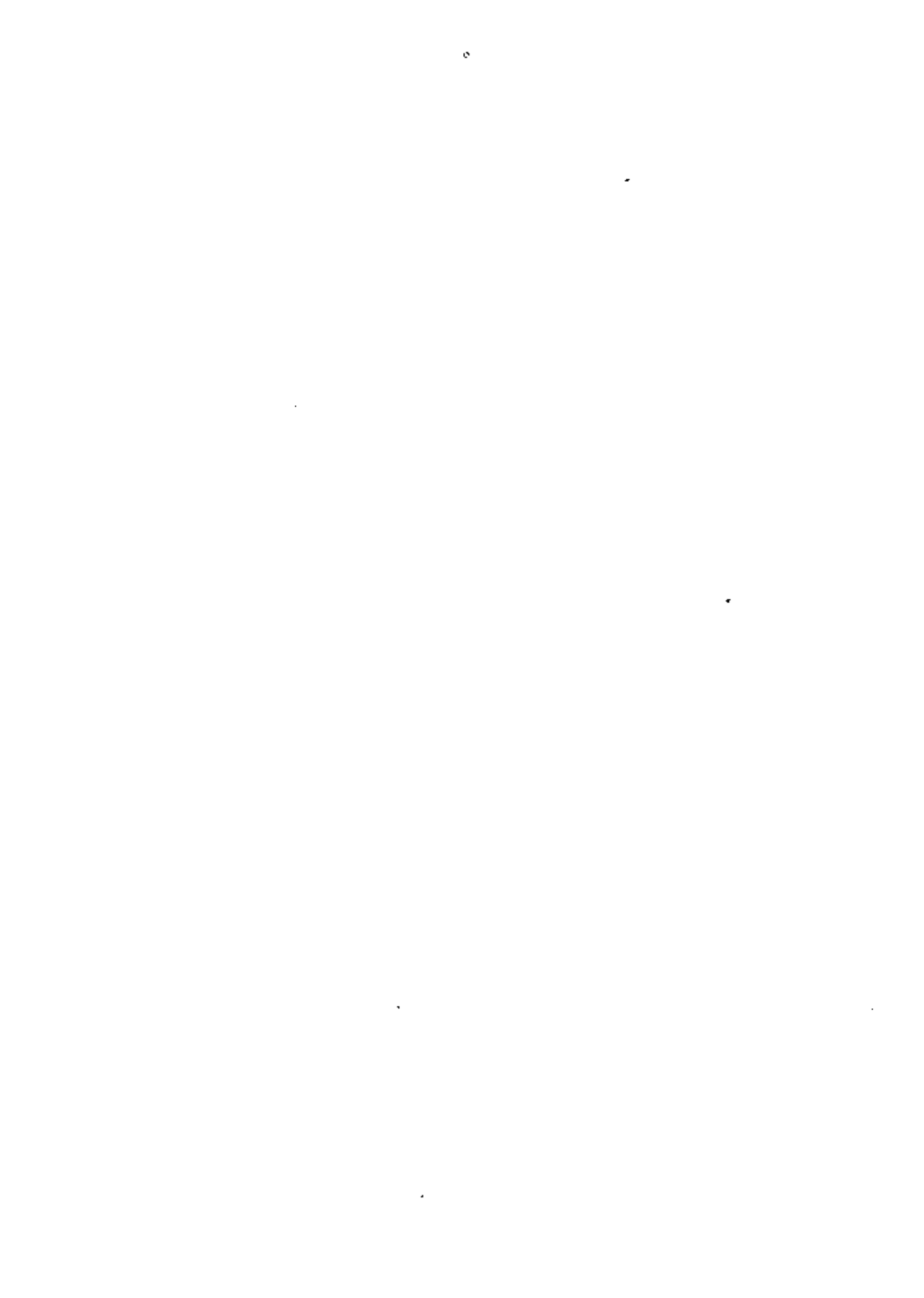
section *B*

METHODS. STAGES. SEQUENCES

methods

stages

SEQUENCES



GROUTING METHODS

The grouting methods to be used are usually specified on the designs.

- For BLANKET GROUTING (i.e. primarily the grouting of surface areas), holes are usually grouted for their full depth in one operation, by the method denoted as:-

"FULL DEPTH GROUTING" *

or "CIRCUIT GROUTING, FULL DEPTH" *

Individual grouting of holes is normally required, although group grouting (in which several holes are grouted simultaneously) is occasionally specified, when rock conditions permit.

- For CURTAIN GROUTING (i.e. to form a relatively deep barrier to the passage of water through a foundation), holes are usually grouted in stages* by one of the following methods:-

"DOWNSTAGE WITHOUT PACKER" *

"DOWNSTAGE WITH PACKER" *

"UPSTAGE GROUTING" *

"CIRCUIT GROUTING DOWNSTAGE" *

or, when not stage grouted,

"FULL DEPTH GROUTING" *

or "CIRCUIT GROUTING, FULL DEPTH" *

Holes are normally grouted individually, usually in a "closure sequence".

A constant review of methods, hole spacing, depths and closure terminations is carried out as the grouting proceeds.

* Detailed on subsequent pages.

THE STEPS WHEN WORKING DOWNSTAGE WITHOUT PACKER

ARE :-

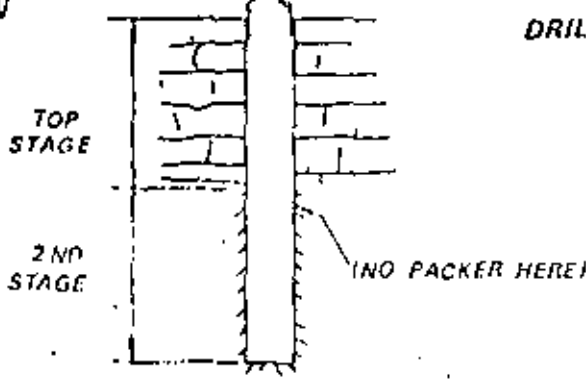
FIRST



DRILL THE TOP STAGE.
THEN WASH IT.
WATER TEST IT.
GROUT IT. —
WASH IT OUT.

24 hours
minimum
interval

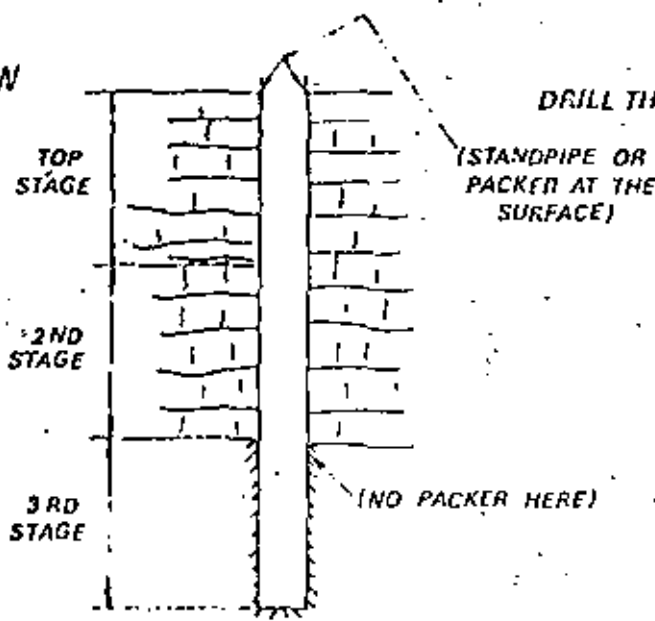
THEN



DRILL THE 2ND STAGE.
- THEN WASH IT,
WATER TEST IT,
GROUT IT. —
WASH IT OUT.

24 hours
minimum

THEN



DRILL THE 3RD STAGE.
THEN WASH IT.
WATER TEST IT,
GROUT IT. —
WASH IT OUT.

24 hours
minimum

AND SO ON - FOR THE REMAINDER OF THE HOLE.

WITH GRADING BY THE BOTTOM OF THE STANDPIPE IS NOT WASHED OUT.



THE STEPS WHEN WORKING

DOWNSTAGE WITH PACKER

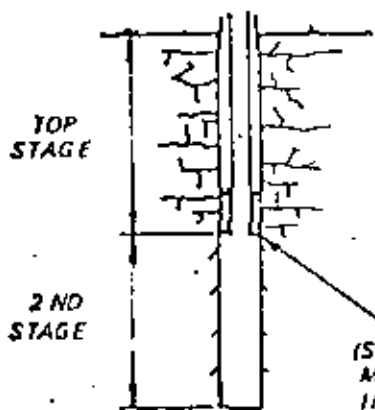
ARE:-

FIRST

DRILL THE TOP STAGE,
THEN WASH IT,
WATER TEST IT,
GROUT IT,
WASH IT OUT.

(STANDPIPE OR PACKER
AT THE SURFACE)

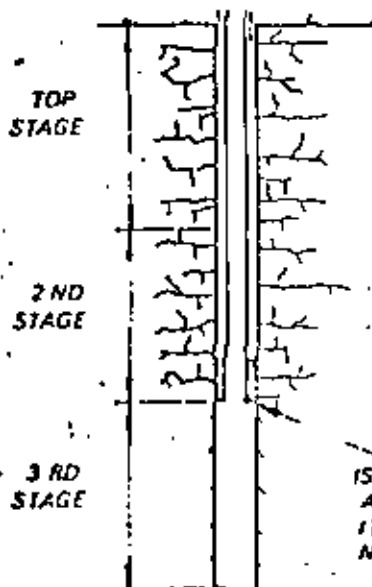
24 hours
minimum
interval

THEN

DRILL THE 2ND STAGE.
THEN WASH IT,
SET THE PACKER AT
THE TOP OF IT,
WATER TEST IT,
GROUT IT,
REMOVE PACKER,
WASH HOLE OUT.

(SEAT THE PACKER HERE,
MAKE SURE THAT IT IS NOT
INSIDE THE NEW STAGE - IT
MIGHT COVER SOME CRACKS
IF IT IS).

24 hours
minimum

THEN

DRILL THE 3RD STAGE,
THEN WASH IT,
SET THE PACKER AT
THE TOP OF IT,
WATER TEST IT,
GROUT IT,
REMOVE PACKER,
WASH HOLE OUT.

(SEAT THE PACKER HERE
AGAIN, MAKE SURE THAT
IT IS NOT INSIDE THE
NEW STAGE)

24 hours
minimum

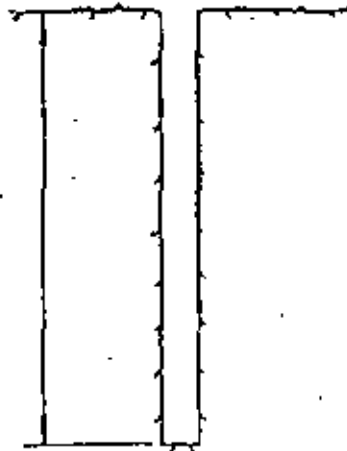
AND SO ON - FOR THE REMAINDER OF THE HOLE.

UPSTAGE GROUTING

ARE:

FIRST

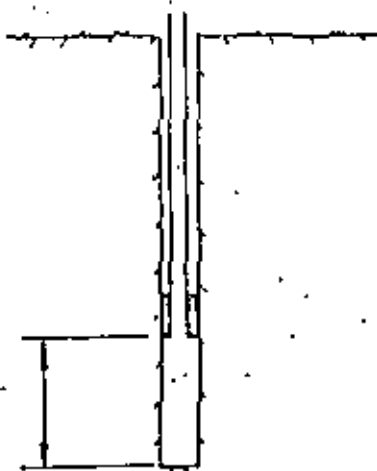
ALL
STAGES



DRILL THE HOLE TO
ITS FULL DEPTH,
AND WASH IT.

THEN

BOTTOM
STAGE

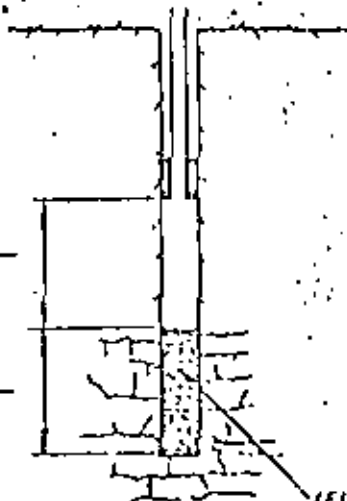


SEAT THE PACKER
AT THE TOP OF
BOTTOM STAGE.

THEN
WATER TEST THE
BOTTOM STAGE
AND GROUT IT.

THEN

2ND
BOTTOM
STAGE
BOTTOM
STAGE



SEAT THE PACKER
AT THE TOP OF
2ND BOTTOM
STAGE.

THEN
WATER TEST THIS
STAGE AND GROUT IT.

(FULL OF GROUT)

6 hours
minimum
interval

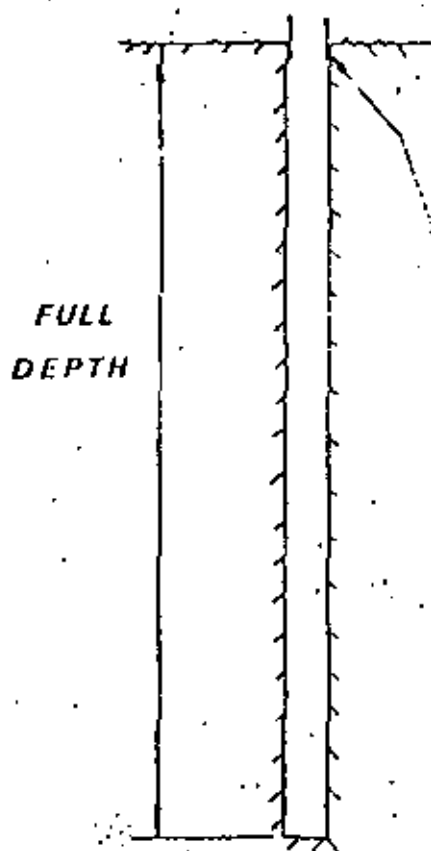
6 hours
minimum

AND SO ON, UNTIL TOP OF HOLE IS REACHED

THE STEPS WHEN

FULL DEPTH GROUTING

ARE:



DRILL THE
HOLE FULL
DEPTH.

THEN WASH IT,
WATER TEST IT,
GROUT IT.

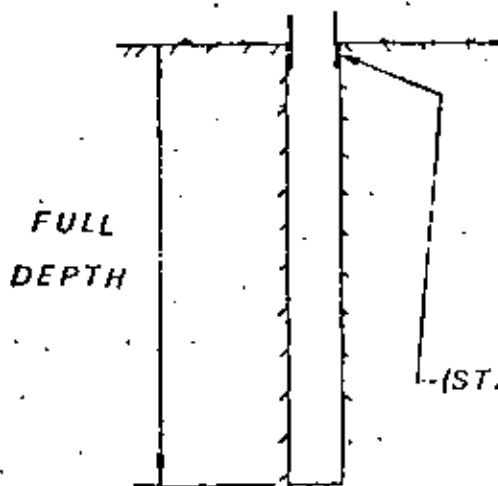
(STANDPIPE OR
CASING AT THE
SURFACE)

LEAVE THE HOLE
FULL OF GROUT

CIRCUIT GROUTING FULL DEPTH

ARE:-

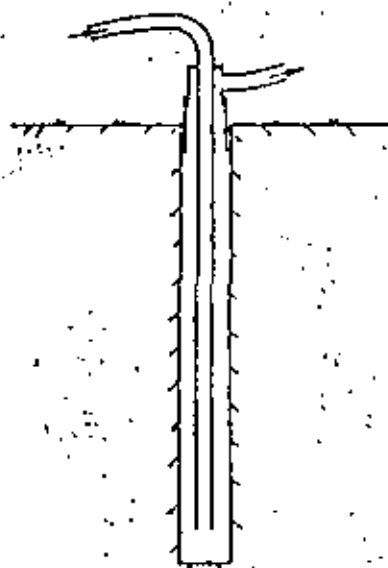
FIRST



DRILL THE HOLE
FULL DEPTH,
THEN WASH IT.

(STAND PIPE AT SURFACE)

THEN



INSTALL CIRCUIT
TUBE AND
FITTINGS.

THEN WATER TEST
THE HOLE AND
THEN GROUT IT.

PULL THE CIRCUIT
TUBE OUT AND
LATER TOP UP
AS NECESSARY.

CIRCUIT GROUTING DOWNSTAGE

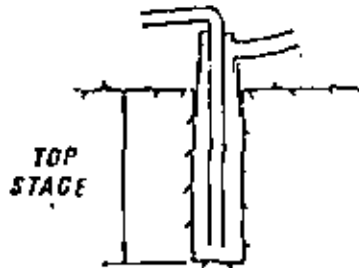
ARE:-

FIRST



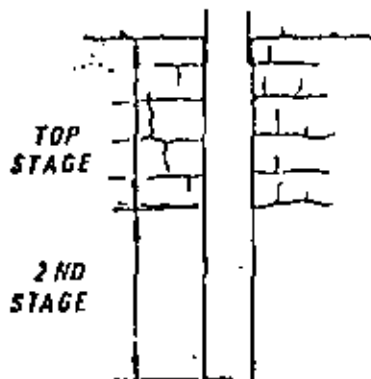
DRILL THE TOP STAGE
THEN WASH IT

THEN



INSTALL CIRCUIT TUBE AND
FITTINGS
THEN WATER TEST THE
STAGE AND THEN
GROUT IT. REMOVE
CIRCUIT TUBE AND
FITTING. THEN WASH OUT
THE STAGE EXCEPT WHEN
DRILLING OUT IS
SPECIFIED.

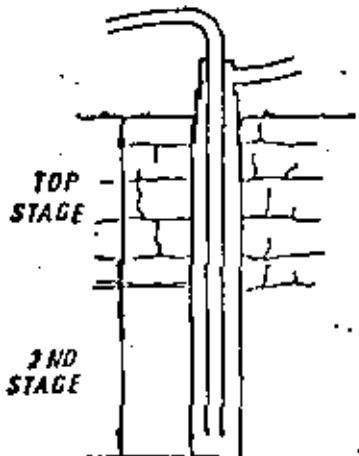
THEN



DRILL THE 2ND STAGE
AND WASH IT.

24 hours
minimum
interval

THEN



INSTALL CIRCUIT TUBE AND
FITTINGS.
THEN WATER TEST THE
HOLE AND THEN GROUT
IT. REMOVE CIRCUIT
TUBE AND FITTINGS.
THEN WASH OUT THE
HOLE.

24 hours
minimum

AND SO ON FOR THE REMAINDER OF THE HOLE

WHEN THE BOTTOM STAGE IS FINISHED,
DON'T WASH IT OUT. PULL THE CIRCUIT TUBE

STAGE LENGTHS

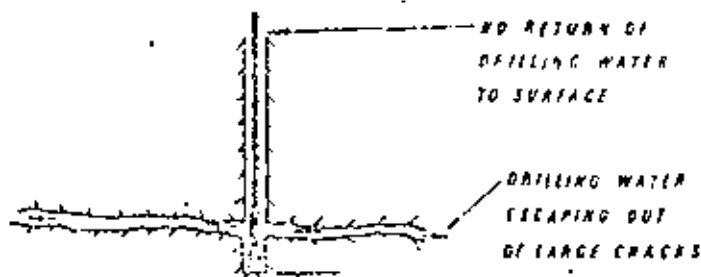
LENGTHS OF
STAGES SHOULD
BE IN ACCORDANCE
WITH THE REQUIREMENTS
OF THE PLANS

UNLESS

[WHEN WORKING BY "DOWNSTAGE" METHODS.]

1 DRILLING WATER IS LOST

[WHEN DRILLING
WET]



KEEP ON DRILLING FOR
A FEW INCHES MORE,
AND THEN PULL THE DRILL
OUT AND MAKE THIS THE
BOTTOM OF A SPECIAL STAGE.

OR

2 THE HOLE CAVES BADLY

[SO BADLY THAT
IT MAKES FURTHER
DRILLING TOO HARD]

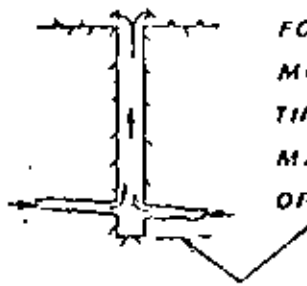


MAKE A SPECIAL
STAGE—SO AS TO
HOLD THE COLLAPSING
MATERIAL IN PLACE
WITH GROUT.

OR

3 THE HOLE MAKES A LOT OF WATER

THE PURPOSE
IS TO BE ABLE
TO GIVE INDIVIDUAL
GROUTING ATTENTION
TO LARGE, WATER-
BEARING CRACKS.



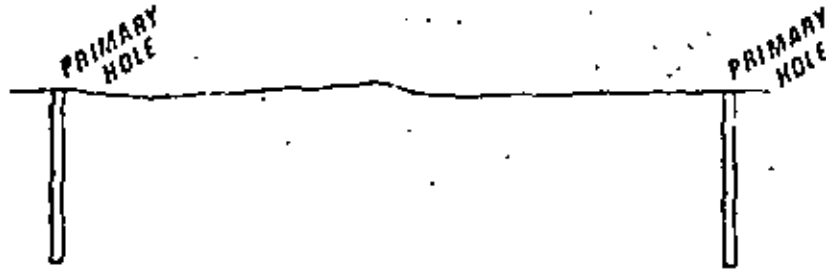
KEEP ON DRILLING
FOR A FEW INCHES
MORE, THEN PULL
THE DRILL OUT AND
MAKE THIS THE BOTTOM
OF A SPECIAL STAGE

WHEN WORKING BY "UPSTAGE" METHODS
- DEPTHS AT WHICH WATER IS LOST OR MADE
SHOULD BE LOGGED, & SPECIAL STAGES MADE

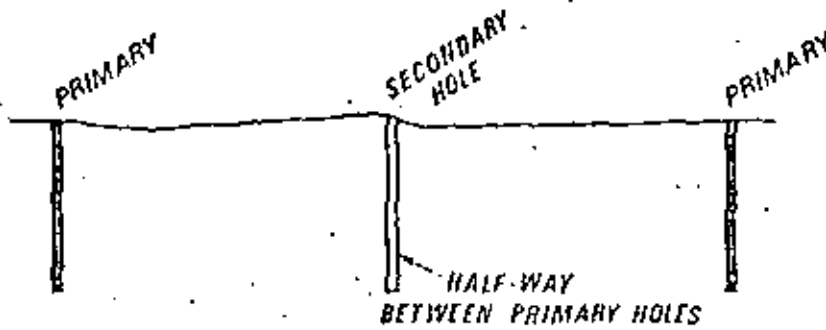
SEQUENCES

WHEN THE GROUTING IS DONE IN SEQUENCES.

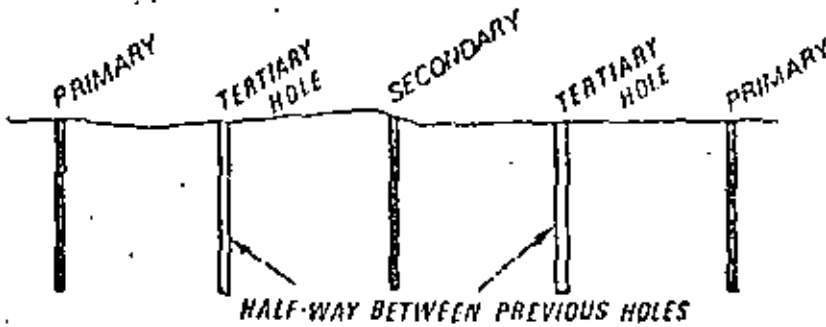
START WITH:-



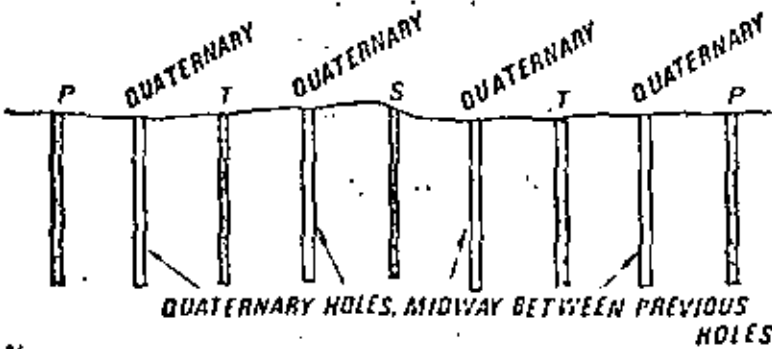
THEN:-



THEN:-



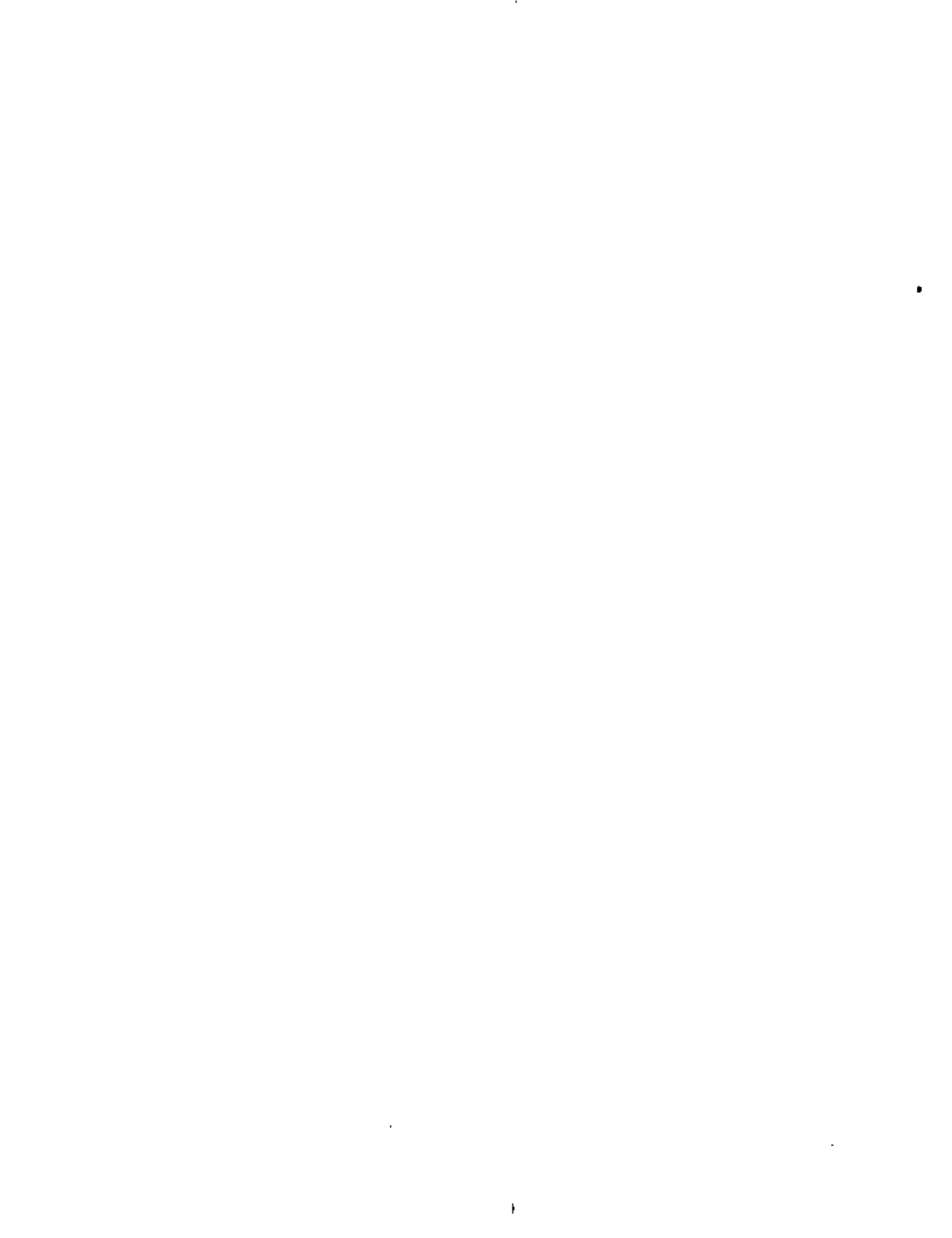
THEN (IF MORE HOLES ARE REQUIRED):-



AND SO ON

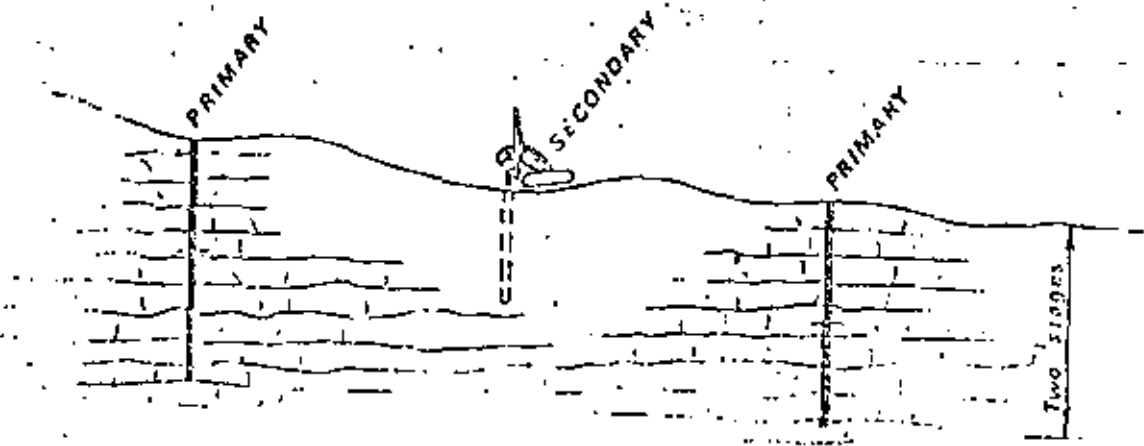
THE NAMES OF THE SEQUENCES ARE

- PRIMARY
- SECONDARY
- TERTIARY
- QUATERNARY
- QUINARY
- SEXTARY
- SEPTIARY
- OCTIARY
- NONIARY

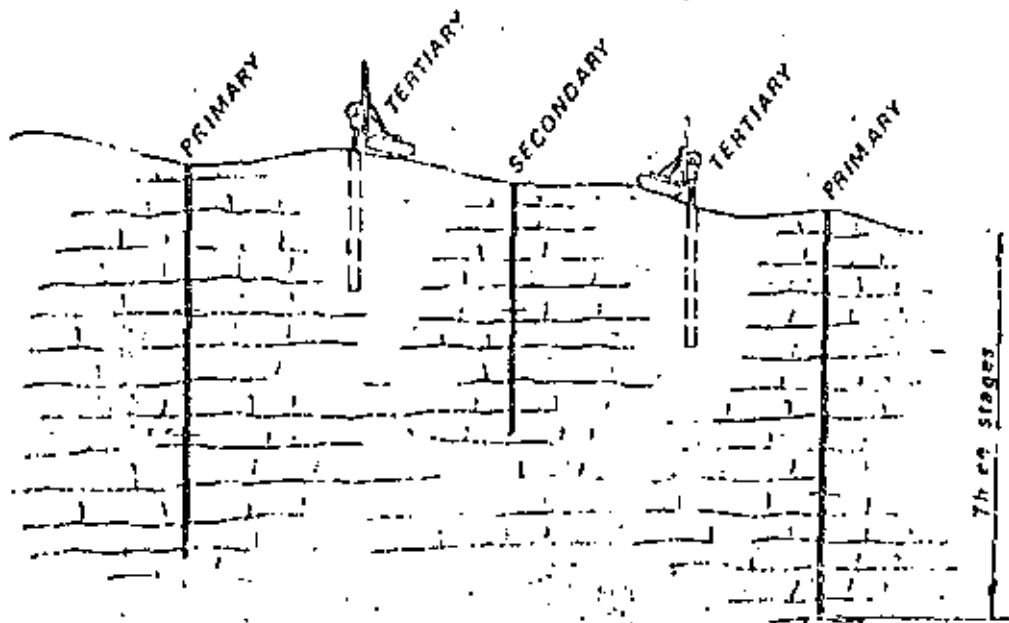


WHEN CAN DRILLING OF A NEW STAGE START?

WHEN WORKING DOWNSTAGE



*Two stages of adjacent
Primary holes have been completed (in this example).
Drilling can therefore start on first stage
of the Secondary hole.*



*Two stages of Secondary hole have been completely grouted.
Drilling can therefore start on first stage
of the Tertiary hole,
and similarly for later sequences.*

RULE

STAY ONE COMPLETED STAGE BEHIND PREVIOUS HOLES

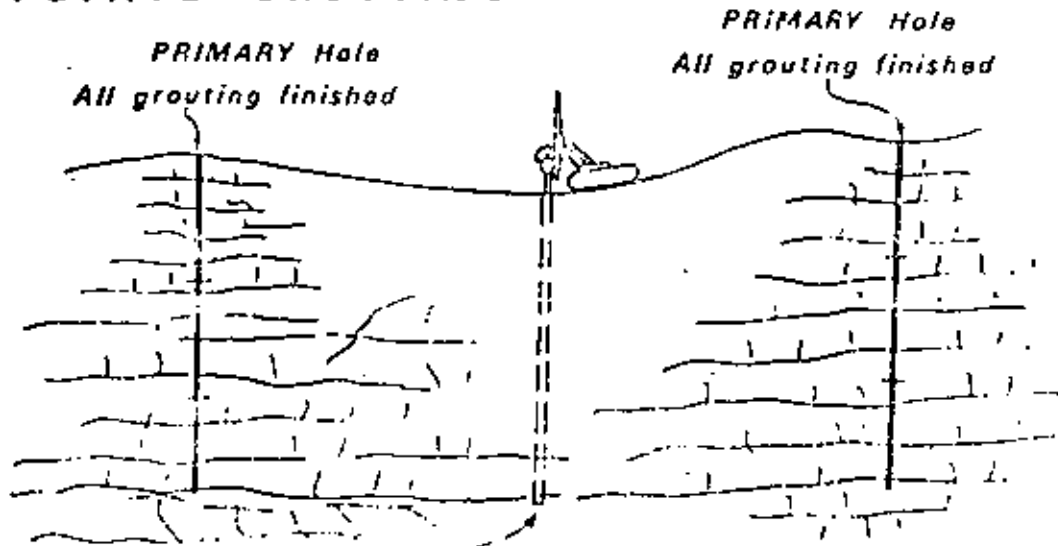
*This means stage lengths as specified on the plans. It does not mean
extra stages made because of drilling water loss, caving, or making water.*

WHEN CAN DRILLING OF A
NEW STAGE START?

35

WHEN WORKING
UPSTAGE, OR
FULL DEPTH

UPSTAGE GROUTING

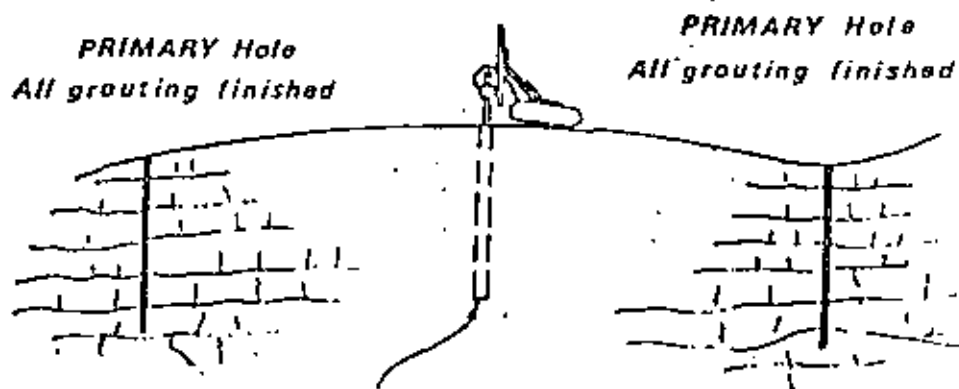


Drilling can start on SECONDARY Hole
and similarly for later sequences.

(Grouting on all stages of previous holes has to be
complete before starting a new hole

- otherwise, grout from top stages of the previous holes
could connect to the new hole before it is ready
for grouting)

FULL DEPTH GROUTING



Drilling can start on
SECONDARY Hole.

and similarly for later sequences.

When not working to closure sequences, allow
4 hours

between grouting & drilling on adjoining holes

s e c t i o n C

s t a n d p i p e s

g r o u t c a p s

d r i l l i n g

STANDPIPES. GROUT CAPS. DRILLING

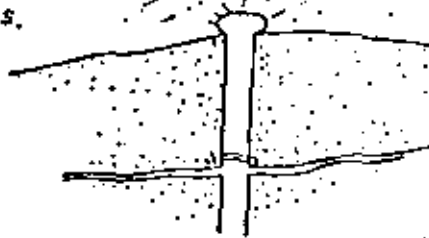


STANDPIPES

ARE THEY REALLY NECESSARY?

NO -WHERE

there are not many surface cracks.

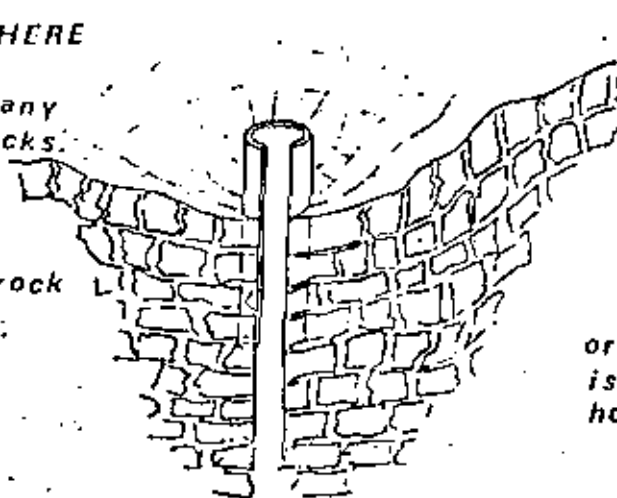


& the rock is sound. (or when working & drainage from concrete), doesn't go down the hole.

provided that suitable surface packers are available. Note that at the end of most grout applications a surface packer (if used) has to be left in place until the grout has set. This means that hard grout has to be cleaned out of the packer after each use. However using packers can speed up the grouting (the time taken to set standpipes is saved).

YES -WHERE

there are many surface cracks.



or the rock is weak;

or drainage is towards the hole.

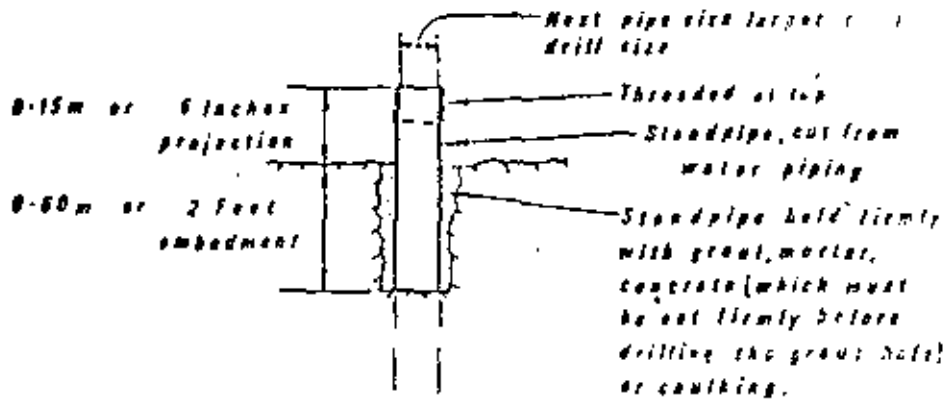
If there are many surface cracks, standpipes help to control surface leaks. A grout cap will further assist, if feasible.

If the rock is weak, standpipes provide firm collars on holes.

If drainage is towards holes, standpipes help to keep rubbish out, & the hole clean.

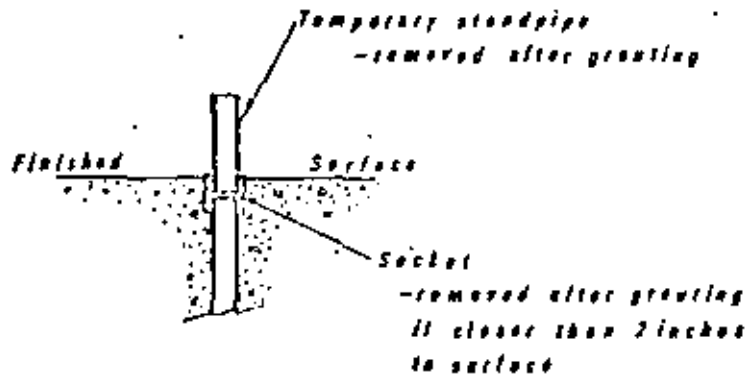
STANDPIPES

REQUIRED SIZES



In grout caps, it is usually desirable to carry standpipes (if they are used) completely through the concrete.

AT FINISHED CONCRETE SURFACES, IF CORROSION OF THE PIPES IS UNDESIRABLE -

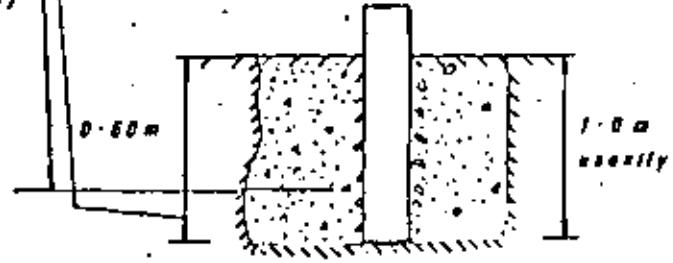
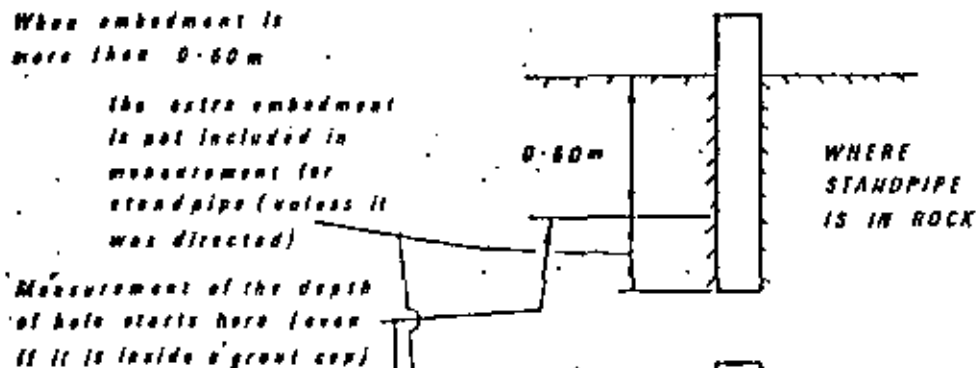
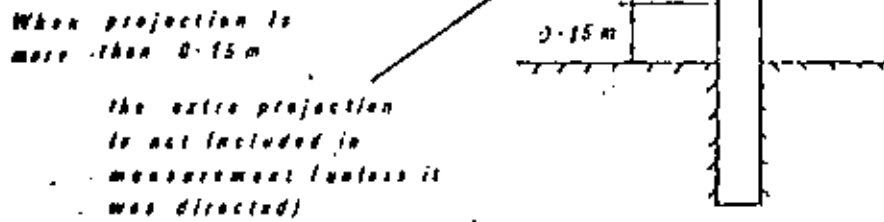
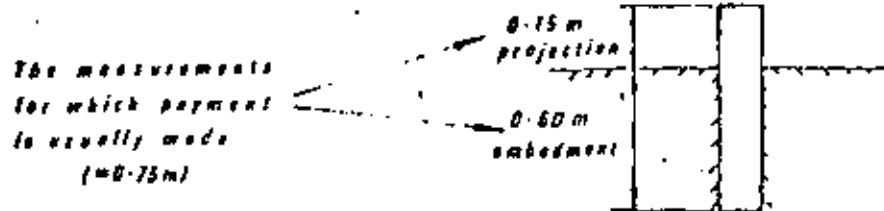




STANDPIPES

MEASURING FOR PAYMENT

ORDINARY STANDPIPES—



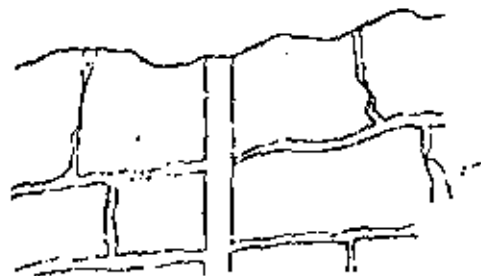
Where an embedded standpipe is used, NO payment for standpipes is made.

WHERE STANDPIPE IS IN A GROUT CAP

GROUT CAPS

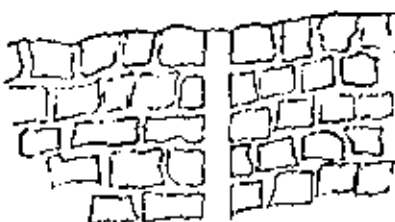
ARE THEY NECESSARY?

NOT
NECESSARY
WHERE



STRONG OR
MEDIUM
STRONG
ROCK
&
NOT MANY
SURFACE CRACKS.

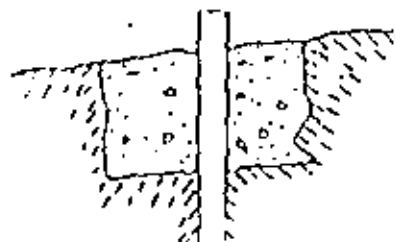
MAY BE
NECESSARY
WHERE



SURFACE CRACKS
ARE CLOSER THAN
ABOUT 2 FT TO
EACH OTHER
& OR
WEAK ROCK

BECAUSE

IN WEAK
ROCK



GROUT CAP
SIGNS STANDPIPE
COMING LOOSE
OR LEAKING

IN BADLY
CRACKED
ROCK



WITHOUT A GROUT CAP, GROUT
COULD READILY ESCAPE OUT OF
SURFACE CRACKS. THIS MAKES
PROPER GROUTING DIFFICULT.

GROUT CAP HELPS TO
IMPROVE THE GROUTING
BY REDUCING THE SURFACE
LEAKS

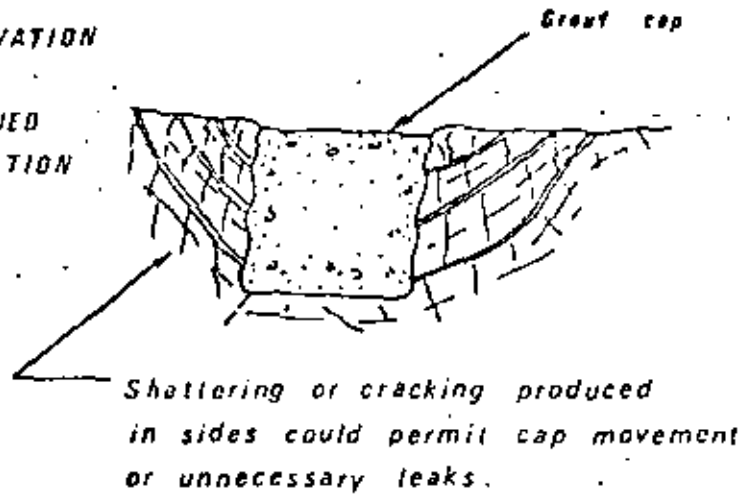
SEEPAGE
FLOW



AT THE TOP OF A CURTAIN
THE GROUT CAP BECOMES
A CUT-OFF A BETTER ONE
THAN SURFACE GROUTING

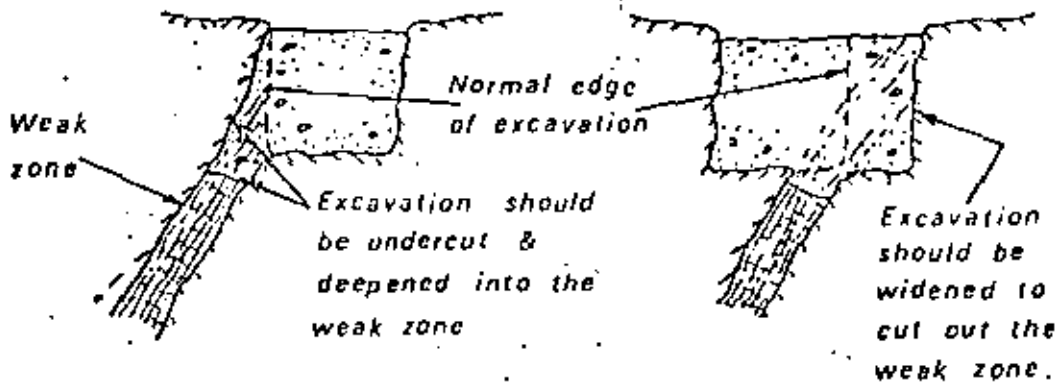
EXCAVATION FOR GROUT CAPS

SIDES OF EXCAVATION
SHOULD NOT BE
FURTHER LOOSENED
BY THE EXCAVATION
PROCESS

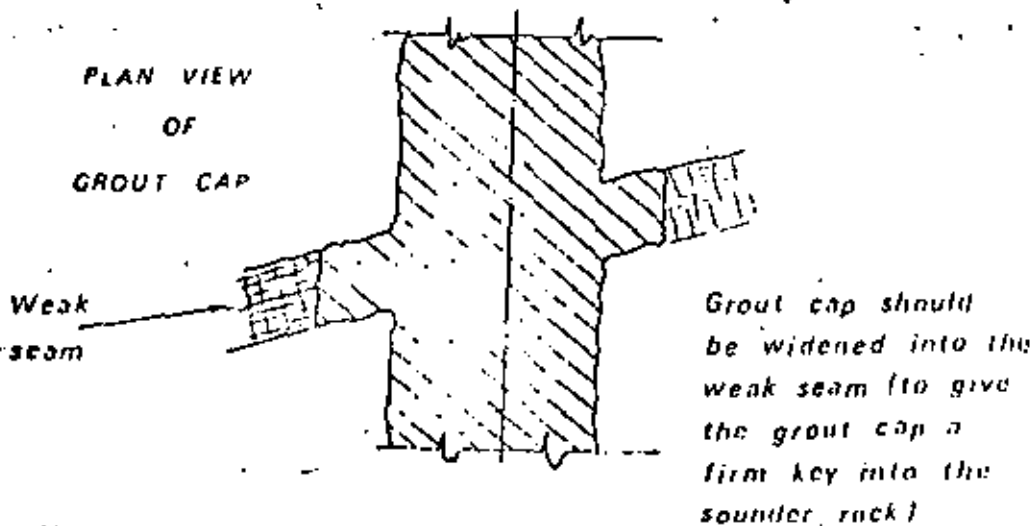


Note: Excavation requiring heavy explosives is usually an indication that a grout cap is not necessary.

WHEN WEAK ZONES INTERCEPT
THE CAP EXCAVATION:-



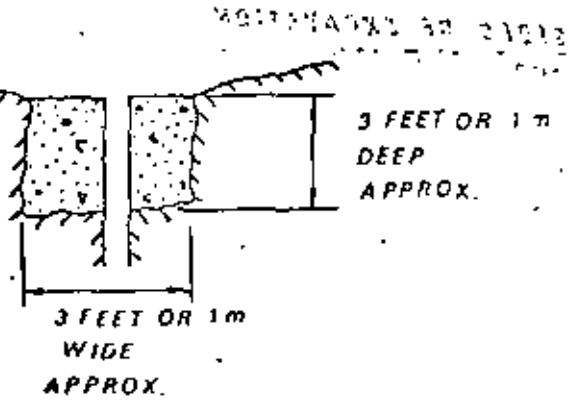
PLAN VIEW
OF
GROUT CAP



GROUT CAPS

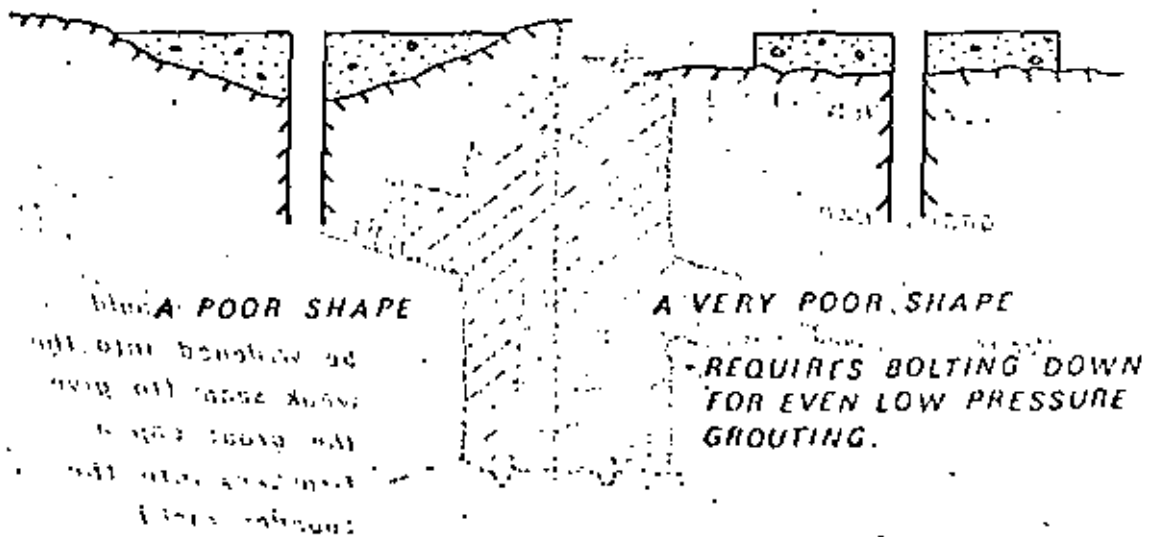
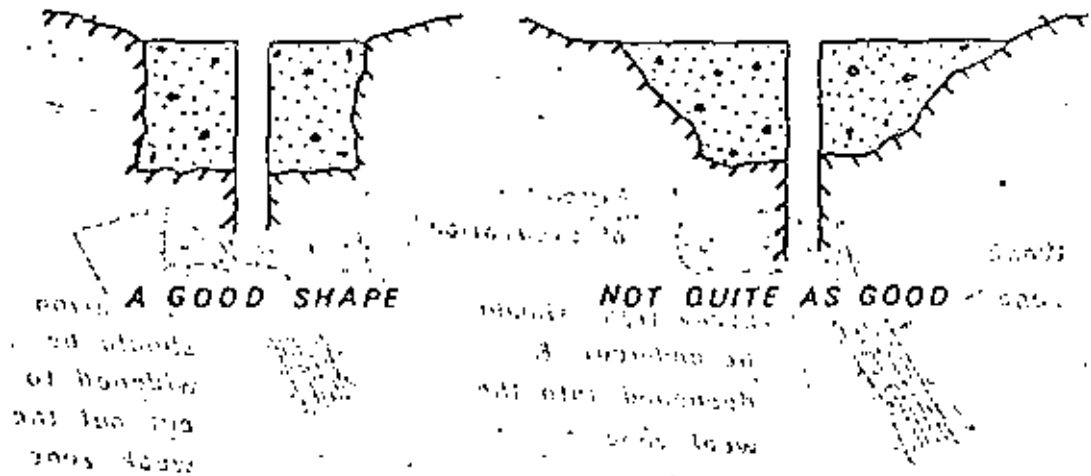
SIZES - TYPES

THE USUAL SIZE FOR A SINGLE ROW CURTAIN



SHAPE OF CAP

SHOULD BE WELL EMBEDDED IN FOUNDATION:
(TO ENABLE IT TO WITHSTAND UPWARD GROUT PRESSURE):-



DRILLING

TYPES OF DRILLING used for grout holes include:-

- Percussion (wet only)
- Rotary - Diamond bit
- Roller bit (Tricone)-

The choice of drilling method is mainly dependent on the types of cuttings produced.

Wet percussion is usually the cheapest, and is suitable for many sites. However, before equipping, it is essential to conduct trial drillings in the various rock types to be grouted, to determine whether this method of drilling produces sludge or pug-type cuttings (which could clog the entrances to cracks and thus impede the entry of grout).

If wet percussion drilling produces unsuitable cuttings, trials should be made of diamond drilling (and possibly of roller bit drilling) to assess whether improved cuttings result.

DRILLS Suitable drills include:-

- Percussion - using extension steels (with rope threads or similar)
 - Travo, crawler mounted, wagon (where reasonable access is available).
 - Long-hole, drifter, hand-held (in awkward locations).
- Rotary - using blasthole or plug diamond bits.
 - using 2 or 3 wheel roller bits.
 - Various types of small diamond drills, usually with screw feed, mounted on standpipe-grip stands, tripods, mining bars, etc.

HOLE SIZES

Percussion

- 1 1/4 inches is the smallest permissible size.
- holes larger than 2 1/2 inches are undesirable, but permissible.

Rotary

- EVX (DCDMA size = 1 1/2 inches dia.) is the smallest practicable size, normally, for diamond bits.
- holes larger than EVX (2 3/8 inches dia.) are excessively expensive, for diamond bits.
- roller bits should be approximately 2 inches dia.

WASHING

Thorough washing out of all cuttings during drilling is essential. On completion of drilling, a further washout is required, using separate washout equipment.

FISHING

Lost drilling equipment should be fished for if practicable. If unsuccessful, a replacement hole should be drilled alongside and grouted compatibly with the degree of grouting reached in the lost hole.

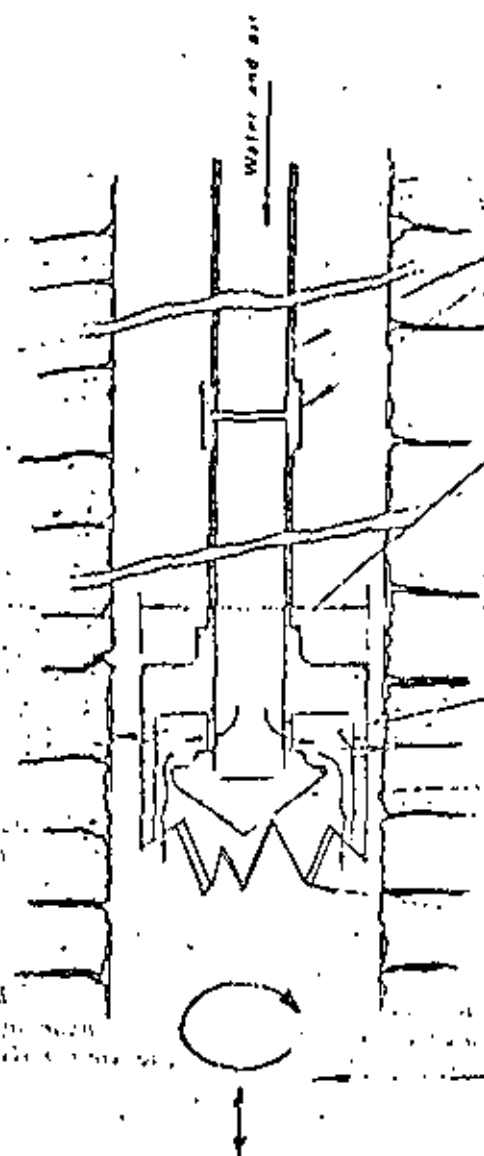
WASHING OUT THE GROUT HOLES

GROUT HOLES ARE WASHED OUT:-

- AFTER DRILLING to ensure a clean hole for grouting
 - AFTER GROUTING (except at completion of a hole in some instances of grouting) to prepare the hole for another application or stage.
- This is usually done between
 2 hours after grouting in MID SUMMER temperatures
 & MID WINTER

SUITABLE WASHOUT EQUIPMENT -

- AFTER DRILLING, use either
 - the equipment shown below, or
 - polythene piping, with an open steel tube at its lower end (to guide the piping down the hole)
- AFTER GROUTING, use steel washout bit (locally made):-



$\frac{3}{4}$ " water pipe, with screwed connections (and a "quick" type hose coupling at top).

Washout bit diameter should be greater than 60% of hole diameter.

12 radial $\frac{1}{8}$ " holes at random spacing, to direct washout on to walls of hole.

Steel "nose" to direct most of washout to walls. Fitted with cutting teeth when used in large holes

Large serrations (random pattern), case hardened.

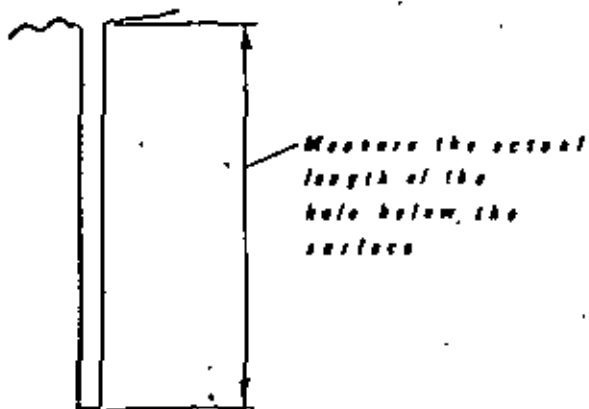
Bit is rotated and jarred by hand, to break up lumps of grout.

MEASURING UP HOLES

FOR PAYMENT

1/5

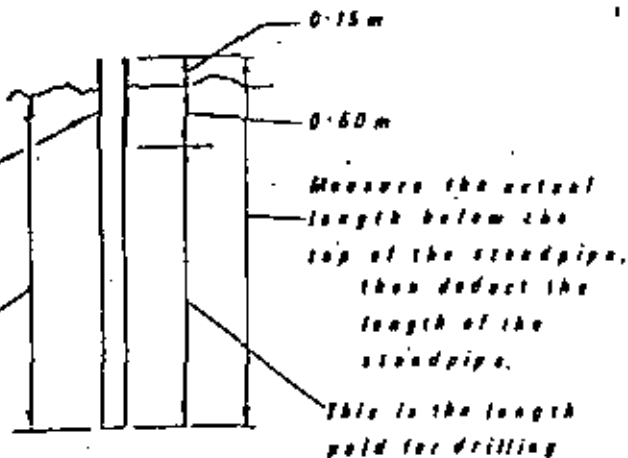
WHEN THERE IS
NO STANDPIPE



WHEN A
STANDPIPE
IS USED

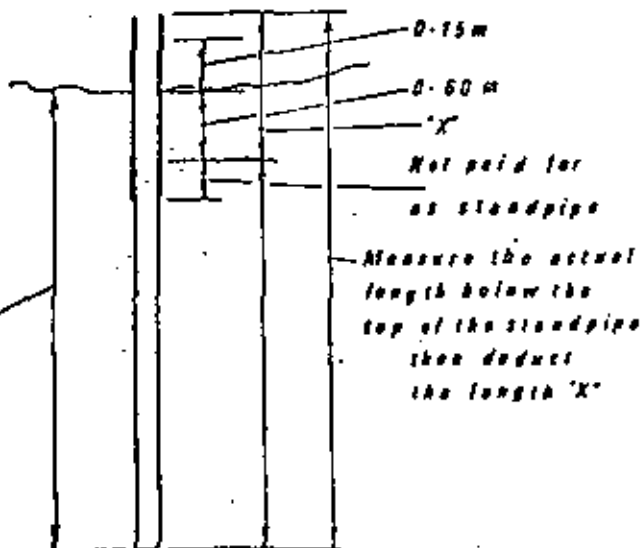
ORDINARY
STANDPIPE

Length of hole
shown on
drawings



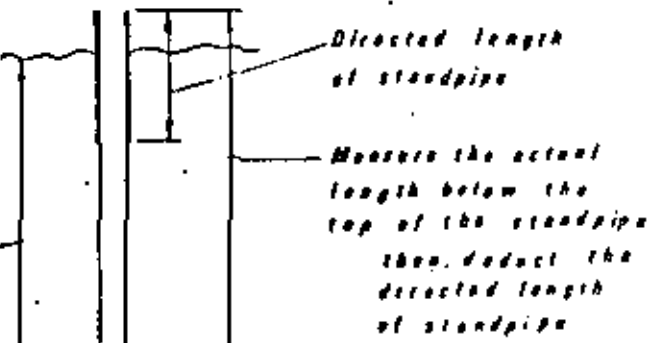
STANDPIPES
WHICH ARE
LONGER THAN
REQUIRED BY
THE ENGINEER

Length of hole
shown on
drawings



STANDPIPES
WHICH ARE REQUIRED
BY THE ENGINEER
TO BE LONGER
THAN THE MINIMUM

Length of hole
shown on
drawings



section D

water testing

hook-up.

WATER TESTING, HOOK-UP

WATER TESTING

Water testing before grouting has the purpose of:-

- indicating the permeability at the stage (or hole). This information helps decide starting mixes, and helps deciding whether any special measures are necessary. It also indicates the effects of previous grouting of closure sequences.
- finding leaks and connections (some will, however, inevitably appear only during grouting).

The water testing is carried out

- after washing-out, following drilling, but before commencement of grouting on the first application to each stage (or hole).

Water testing is not usually required after grouting; if it is, the minimum permissible time between the completion of grouting and the start of water testing, is 24 hours.

WATER TEST PRESSURE = $\begin{cases} 1 \text{ bar} \\ 15 \text{ P.S.I.} \end{cases}$ (at standpipe) or less in areas of rock movement. The same pressure is used for all three runs.

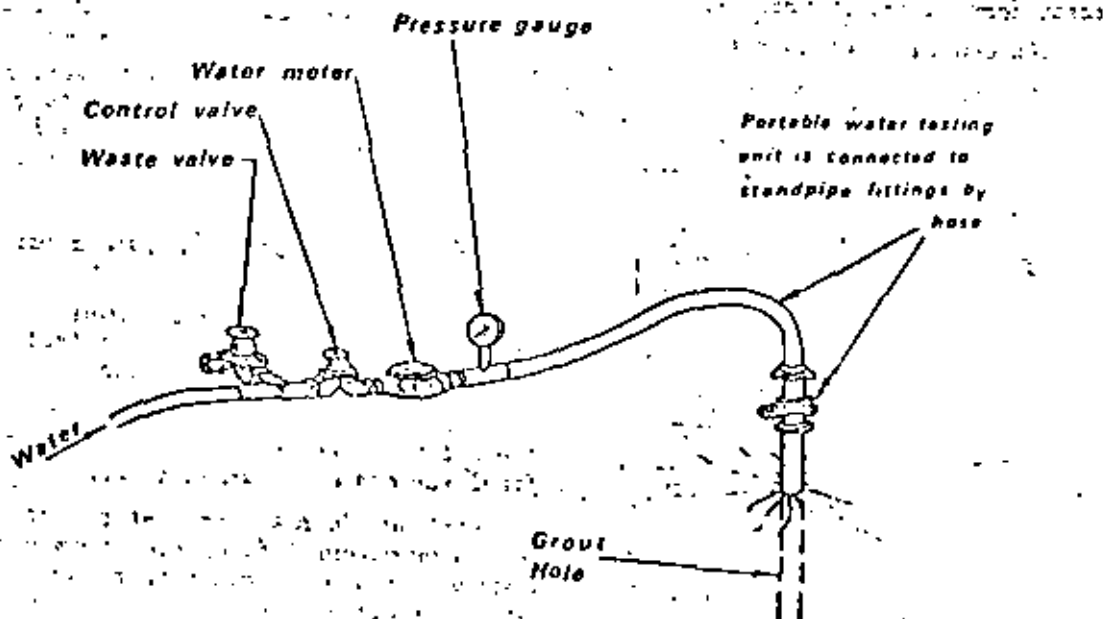
TEST TIME = 15 MINUTES, made up of 3/5 minute runs.

The water test measures the amount of water taken in each of the three 5 minute runs. These amounts are recorded on the Grouting Report Form, and then calculated into Lugeon units.

If leaks or connections occur during the water test, do not caulk or stop them until completion of the test.

GEAR

A suitable portable unit for water testing is:-



DETERMINING LUGEON UNITS

48

FROM WATER TESTS

- 1 LUGEON unit = a water take of 1 litre per metre per minute at a pressure of 10 bars.
- = 0.0107 cu ft/ft/min at 142 p.s.i.
- = 1×10^5 cm/sec approx.
- = 10 ft/year approx.

The symbol for the lugeon unit is "UL".

The Lugeon unit is approximate only, and is not strictly a measure of permeability; it is however, a unit of a form and of an accuracy appropriate to grouting work.

WATER TESTS IN GROUT HOLES:-

For the usual test pressure in grout holes (15 p.s.i. or 1 bar) Lugeons can be read off the following table:-


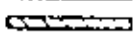
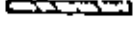
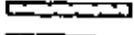
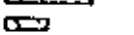

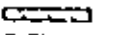

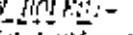
WATER TAKE litres/m/ 5 min (1 Bar)	WATER TAKE Cu. ft/ft/5 min. (15 p.s.i.)	LUGEONS
0.5	0.005	1
1.0	0.010	2
1.5	0.016	3
2.0	0.021	4
2.5	0.027	5
3.0	0.032	6
3.5	0.038	7
4.0	0.043	8
4.5	0.048	9
5.0	0.053	10
7.5	0.080	15
10.0	0.107	20
12.5	0.133	25
15.0	0.160	30
17.5	0.187	35
20.0	0.213	40
22.5	0.240	45
25.0	0.267	50

For tests carried out at other pressures, Lugeons can be calculated (for tests carried out at pressure measured in bars):-

$$\text{Lugeon value} = \text{water taken in test (litres/m/min)} \times \frac{10 \text{ bars}}{\text{test pressure (bars)}}$$

The water test pressure should be considerably less than the subsequent grout pressure, because of the greater penetration of the water, and its greater potential, therefore, to move rock. The pressure usually used (1 bar or 15 p.s.i.) is high enough to provide a reasonable test without usually moving rock.

The three successive test runs, each of 5 minutes duration, enable a rough assessment of the water behaviour to be made, e.g.:-

1st 5 min run		} approx. equal takes in all 3 runs indicates that a representative test is being obtained in all 3 runs.
2nd " " "		
3rd " " "		
1st 5 min run		} a decrease in take indicates that much of the water is filling empty cracks. Only the final run can be regarded as representative.
2nd " " "		
3rd " " "		
1st 5 min run		} an increase in takes indicates that rock is moving or material is washing from cracks. Pressure should therefore be reduced in subsequent testing.
2nd " " "		
3rd " " "		

WATER TESTS IN INVESTIGATION HOLES:-

This is a more elaborate test, comprising five 10 minute runs, at three increasing pressures, and then two decreasing pressures. Details and

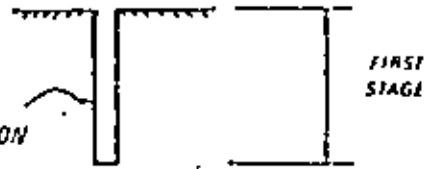
HOOK-UP PAYMENTS

FOUNDATION GROUTING HOOK-UPS ARE PAID

082

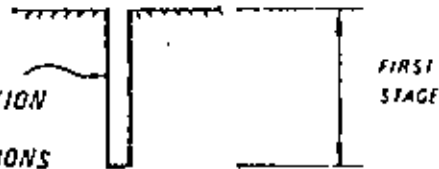
1 ONCE

FOR THE
1ST
APPLICATION
OF TWO
APPLICATIONS



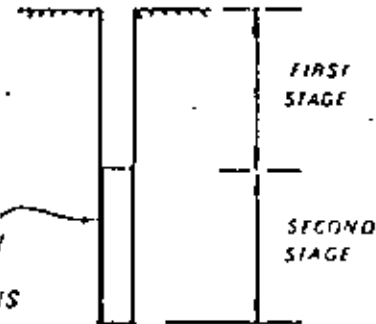
2 AND AGAIN

FOR THE
2ND
APPLICATION
OF TWO
APPLICATIONS



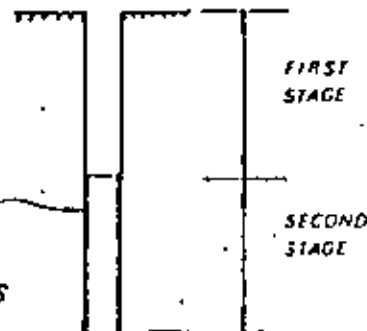
3 AND AGAIN

FOR THE
1ST
APPLICATION
OF TWO
APPLICATIONS



4 AND AGAIN

FOR THE
2ND
APPLICATION
OF TWO
APPLICATIONS



TOTAL NUMBER
OF HOOK-UPS IN
THIS EXAMPLE

4

ONE HOOK-UP IS PAID FOR EACH GROUT APPLICATION TO EACH STAGE OF EACH HOLE

section E

procedures,

etc.

PROCEDURES, ETC

FOR EACH APPLICATION OF GROUTIT IS NECESSARY TO: -SEE PAGES

- CHOOSE THE STARTING MIX E1, E2

- THEN, AFTER STARTING DECIDE WHETHER
TO THICKEN THE MIX DURING
THE GROUTING E3

- CARRY ON GROUTING UNTIL ABSOLUTE
REFUSAL IS REACHED (ON MOST
APPLICATIONS) E4

THE GROUT PRESSURE MUST BE
CAREFULLY CONTROLLED E5, E6

A FURTHER APPLICATION OF GROUT
SHOULD BE GIVEN THE NEXT DAY (IN THE
SAME STAGE), IF TAKES HAVE BEEN HIGH
ENOUGH TO INCLUDE AN UNDESIRABLE
QUANTITY OF WATER E7, E8, E9

IF LEAKS OR CONNECTIONS OCCUR E11

MAKE SURE THAT THE GROUTING DOES NOT
MOVE SURFACE ROCK E12

FILL IN A REPORT FORM DURING THE GROUTING E14, E15

WORK OUT THE QUANTITY OF GROUT &
CEMENT INJECTED E10A,

E14, E15

& BATCHING TABLES

DECIDE WHETHER MORE GROUT HOLES

CHOOSING A STARTING MIX

CHOOSING A STARTING MIX.

EXPERIENCE IS THE BEST GUIDE FOR THIS
TO GAIN EXPERIENCE (IF NOT AVAILABLE) :-

- GROUT ABOUT 20 STAGES
IN A TYPICAL AREA, USING

2:1 STARTING MIX - EXCEPT
(FOR THE MAJORITY
OF SITES)

USE 3:1 IF MOST CRACKS ARE BELIEVED
TO BE ABOUT 0.020" OR
0.75 mm

USE 2:1 IF MOST CRACKS ARE 0.020"
TO 0.100" OR 1.25 TO 2.5 mm

USE 0.5:1 WHERE SOME CRACKS ARE
WIDER THAN 0.100" OR
2.5 mm

CRACK
APPROX
SIZE

0.020" OR 0.75 mm

0.020" OR 1.25 mm

0.100" OR 2.5 mm

0.100" OR 2.5 mm

- THEN ASSESS THE RESULTS AS FOLLOWS :-
(EXCLUDE THOSE WHERE SURFACE LEAKS OR CONNECTIONS OCCURRED)

SORT THEM INTO THESE
WATER TEST GROUPS.

FOLLOW APPROPRIATE ARROWS TO REACH COMMENT ON THE GROUTING.

NIL - 5 LUGIONS
(IE ALMOST TIGHT)

6 - 10 LUGIONS
(IE MODERATE
PERMEABILITY)

GREATER THAN 10
LUGIONS
(IE MODERATE TO HIGH
PERMEABILITY)

THE GROUT
TAKES IN THE FIRST
15 MINUTES

THE GROUT
TAKES IN THE FIRST
15 MINUTES

IF USING
2:1

IF USING
3:1 OR
0.5:1

LESS THAN THE
WATER TAKES
IN THE
WATER TEST?

GREATER THAN THE
WATER TAKES
IN THE
WATER TEST?

LESS THAN THE
WATER TAKES
IN THE
WATER TEST?

GREATER THAN THE
WATER TAKES
IN THE
WATER TEST?

REGRADUATED
IN THE FIRST 30 MIN

THE GROUT
TAKES IN THE FIRST
30 MINUTES

LESS THAN THE
WATER TAKES
IN THE
WATER TEST?

GREATER THAN THE
WATER TAKES
IN THE
WATER TEST?

COMMENT ON THE GROUTING

GROUT WAS TOO
THIN
TRY A THICKER MIX
NEXT TIME

THIS MIX WAS
SUITABLE
USE IT AGAIN

GROUT WAS TOO
THICK
TRY A THINNER MIX
NEXT TIME

THESE ARE NOT RULES - INTERPRET THEM LIBERALLY

3 TESTS MUST BE PERFORMED TO
DETERMINE IF ABOVE CRACKS

* WATER TEST MUST BE PERFORMED IN THE SAME
ORDER OF VOLUME AS THE GROUT TEST
WATER TEST MUST BE FOR 15 MINUTES, AT
15 P.S.I. OR 1 BAR

SEE SEPARATE INSTRUCTIONS FOR APPROPRIATE
STARTING MIX WHEN -
- SURFACE LEAKS OCCUR.
- CONNECTIONS OCCUR
- REEL MOVEMENTS OCCUR

FURTHER COMMENTS ON

STARTING MIXES

Once the most suitable starting mixes for the site have been found, it is not usually worth while regularly using more than about two different ones (the complications of thickening and thinning the mix repeatedly, are often not worth while); however, cognizance of the following considerations is sometimes warranted:-

DRY FOUNDATIONS - A thinner starting mix than normal could be warranted, if the grout loses significant quantities of water into the foundation. This requirement might be more apparent on Primary holes than on subsequent holes (due to the wetting from the Primary work).

BELOW WATER TABLE - Thicker mixes can be used below the water table than above it.

SECOND APPLICATIONS - For second (and subsequent) applications, a starting mix can be used which is one step thinner than for first applications (but do not go thinner than 3:1).

USE OF 4:1 - Only try 4:1 in fine cracks (0.020" size), if rock is heavily cracked, above water table, and relatively dry (4:1 is not a durable mix unless water can escape from it easily).

USE OF 5:1 - 5:1 should only be used in dry absorbent foundations of the "hungry" type (which are very rare), where much of the excess water needed to give the grout mobility, is absorbed by the rock.



THICKENING THE MIX. DURING GRC NG

Following commencement the "Starting Mix" it is often necessary to thicken the mix.

THICKENING SHOULD

NOT BE DONE

PREFERABLY BE DONE

ALWAYS BE DONE

- If the hole is taking grout fast (i.e. faster than 500 l or 20 cu ft. of grout in a 15 min run) A test is first to be made that the grout contains any air with which it is capable of taking a thicker mix than is being injected.

- When enough grout has been injected to warrant replacement of the water injected with it.

- When the take is very small (i.e. less than about 0.02 cu ft of CEMENT / litre of CEMENT)

- When refusal is very near

Approximate criteria are:-

When total grout take reaches -

litres per metre or 0.1 cu ft per foot, on 4:1 mix should be thickened.	Ratio
10	0.1 - - - - - 3:1
20	0.2 - - - - - 2:1
30	0.3 - - - - - 1:1
40	0.4 - - - - - 0.8:1
50	0.5 - - - - -

The expense of thickening is not warranted where the take is only little more than the volume of the hole.

ONLY THIN THE GROUT AGAIN IF THE APPLICATION IS INTERRUPTED & THE THINNING IS NECESSARY TO GET THE GROUT MOBILE AGAIN.

These figures apply to the most satisfactory well foundations. They should be increased in dry, absorbent foundations (such as sand) to take an appreciable quantity of water from the grout.

Do not thicken more rapidly than one of these steps at a time, in a 15 minute run:-

4:1	should only be thickened to 3:1
3:1	- - - - - 2:1
2:1	- - - - - 1:1
1:1	- - - - - 0.8:1
0.8:1	- - - - - 0.6:1
0.6:1	- - - - - 0.5:1

The mix might have to be thickened several times during some applications.

THESE ARE NOT RULES
INTERPRET THEM
LIBERALLY

SEE SEPARATE INSTRUCTIONS
- SURFACE LEAKS OCCUR
- CONNECTIONS OCCUR
- ROCK MOVEMENTS OCCUR

The aim of thickening is to enable use of the thickest practicable grout.

Continued use of a grout which is unacceptably thin leads to pockets of trapped water in many foundations, and this prevents development of a continuous grout filling.

THE LESS WATER - THE BETTER.

However, there must be sufficient water to keep the grout mobile, and to give reasonable penetration.

Thin grouts (thinner than about 1:1) are not as durable as thicker grouts, under chemical attack from percolating groundwater.

54

THICKENING THE MIX: DURING GROUTING

Following commencement with the "Starting Mix" it is often necessary to thicken the mix.

THICKENING SHOULD

NOT BE DONE

- When the take is very small
i.e. less than about 0.03 cu ft of CEMENT / ton
[litres of CEMENT / cu m]

- When refusal is very near

The expense of thickening is not warranted where the take is very little more than the volume of the hole.

ONLY THIN THE GROUT AGAIN IF THE APPLICATION IS INTERRUPTED & THE THINNING IS NECESSARY TO GET THE GROUT MOBILE AGAIN.

PREFERABLY BE DONE

- When enough grout has been injected to warrant replacement of the water injected with it.

Approximate criteria are:-

When total grout take reaches -

litres	per metre or	cu. ft per foot, on	4:1 mix should be
10	-	-	thickened.
20	-	0.2	3:1
30	-	0.3	2:1
40	-	0.4	1:1
50	-	0.5	0.8:1

These figures apply to the most frequently met foundations. They should be increased in dry, unstratified foundations (such as rock) or when considerable quantities of water flow from the grout.

Do not thicken more rapidly than one of these steps at a time, in a 15 minute run:-

4:1	should only be thickened to	3:1
3:1	-	2:1
2:1	-	1:1
1:1	-	0.8:1
0.8:1	-	0.6:1
0.6:1	-	0.5:1

The mix might have to be thickened several times during some applications.

THESE ARE NOT RULES -
INTERPRET THEM
LIBERALLY

SEE SEPARATE INSTRUCTIONS IF
- SURFACE LEAKS OCCUR
- CONNECTIONS OCCUR
- ROCK MOVEMENTS OCCUR

ALWAYS BE DONE

If the hole is taking grout fast (i.e. faster than 500 or 20 cu ft. of grout in a 15 min run) & take is fast as this indicates that the slugs contain one or more more cracks capable of taking a thicker mix than is being injected.

After 1 1/2 hours on the one mix (i.e. about 1:1) and thicken mix gradually, because of the need to expel the considerable amount of bleed water accumulating in the hole, whilst the grout has sufficient viscosity.

The aim of thickening is to enable use of the thickest practicable grout.

Continued use of a grout which is unnecessarily thin leads to pockets of trapped water in many foundations, and this prevents development of a continuous grout filling.

THE LESS WATER - THE BETTER.

However, there must be sufficient water to keep the grout mobile, and to give reasonable penetration.

Thin grouts (thinner than about 1:1) are not as durable as thicker grouts, under chemical attack from percolating groundwater.



WHEN TO STOP GROUTING

Each grout application should be continued UNTIL REFUSAL IS REACHED, except:-

- where very high takes are experienced (i.e. 100 bags of cement in one application). Cease the grouting for 24 hours, in order to let the cement set. Takes as large as this probably mean that grout is travelling further than desired.
- where leaks occur which are so severe that they cannot be stopped by any other means than pulling off, and letting the cement set, before resuming grouting 24 hours later.
- where rock movements occur, and pulling off is a necessary technique to stop the movements.

When REFUSAL is reached (as indicated by no change in dipstick readings at the agitator in a 15 minute run, apart from bleeding makeup), pressure should be held on the grout for a FURTHER 15 MINUTES (to pack the grout tight). However, this period may be shortened when using packers, if excessive loss of packers is occurring due to being "grouted in". Such shortening should be kept to a minimum.

Pressure should be obtained from the circulation line.

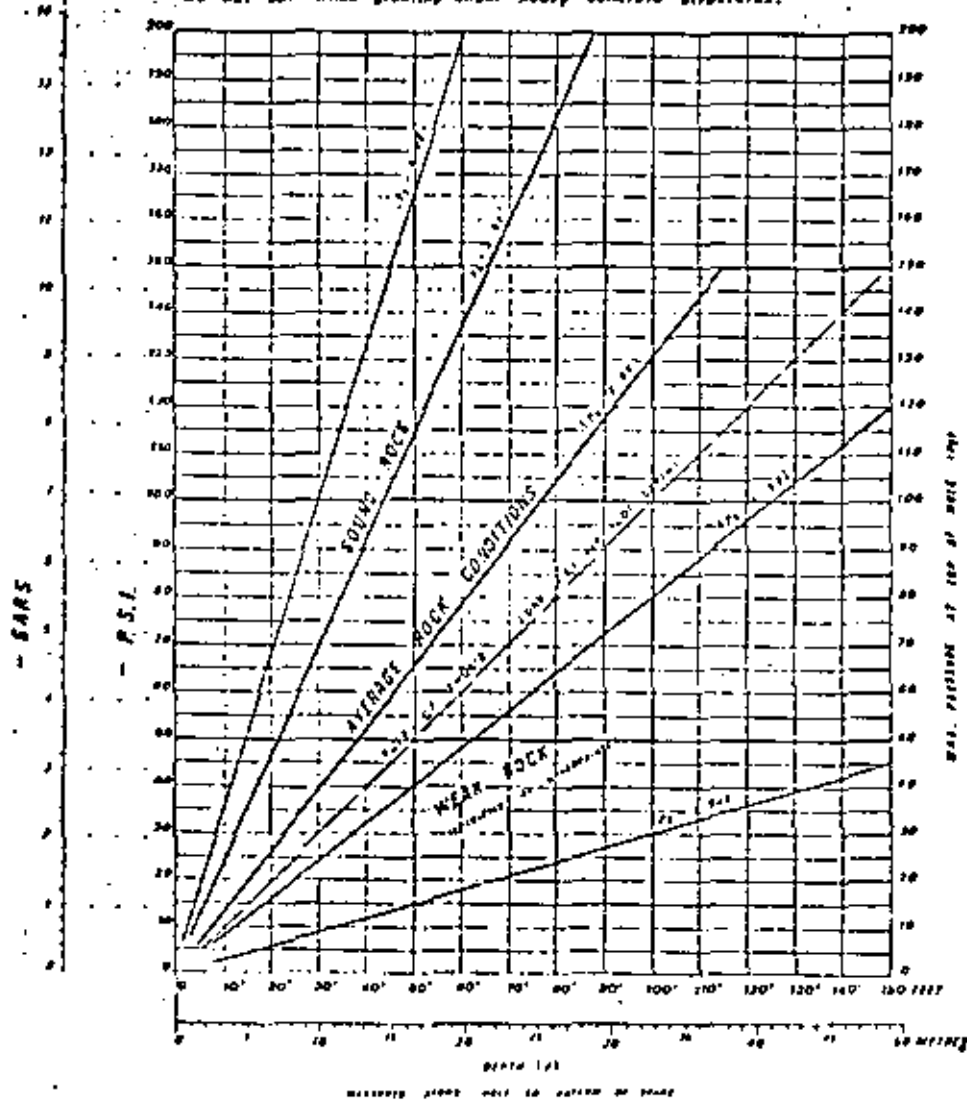
On completion of the holding of pressure, a plug cock on the standpipe should then be closed

- until washing-out time, or
- for 6 hours where washing-out is not required (i.e. on the last application to a hole, if the hole is to be left full of grout).

Any unfilled, completed grout holes should be filled to the top with 1:1 grout, poured into them.

MAXIMUM PERMISSIBLE PRESSURES
For usual conditions.

Do not use when grouting under heavy concrete structures.



GROUT PRESSURES

(1) STARTING PRESSURES

For the first 5 minutes use 1 BAR (15 P.S.I. (100 kN))

These pressures will vary with the size of the hole and the starting pressure will vary 25 kN

There is no limit on the size of the hole and the starting pressure will vary 25 kN

(2) PRESSURE BUILD-UP

During the next 25 minutes steadily increase

the pressure in the annulus to the maximum value of 10 BAR (150 P.S.I.)

the grouting conditions are the same as for the first 5 minutes

OR - 10 BAR (150 P.S.I.) is the maximum value of the pressure

(3) FINAL PRESSURE

which is the same as the pressure at the end of the grouting (10 BAR (150 P.S.I.))

CAUTIONS

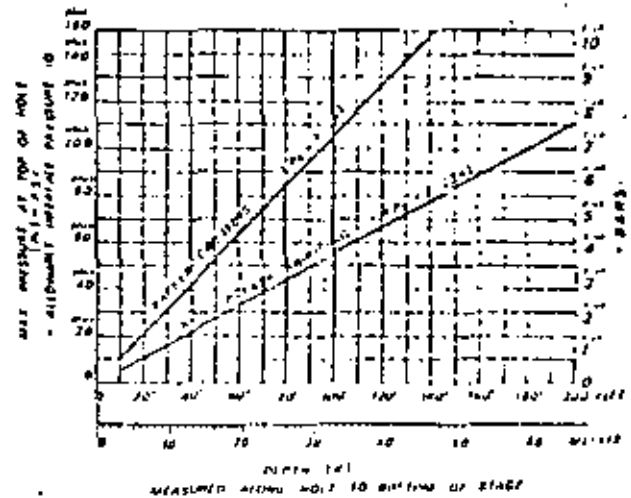
- If less conductivity of rock materials after a good charge of pressure may be expected. The full cost of the grout should be considered when the grout is used.

- If the cost is to be factored in, the grout should be used in the proportion of 10 to 15% of the total grout used. The cost should be considered when the grout is used.

- Continuous observation of the grout pressure gauge is essential.

FOR GRouting UNDER CONCRETE SLABS OR SIMILAR HEAVY CONCRETE STRUCTURES

Do not use the graph when grouting structures

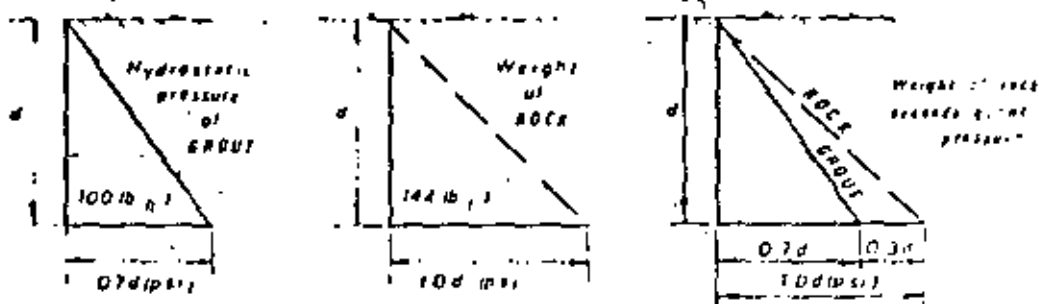


45

HYDROSTATIC ASPECTS OF GROUT PRESSURES

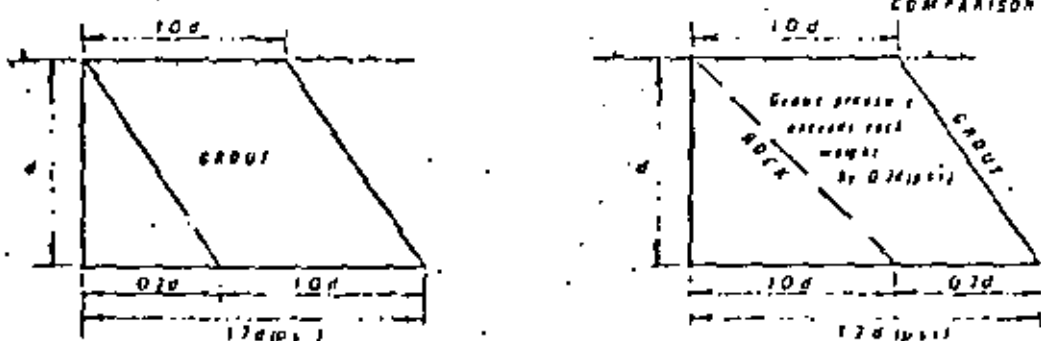
where d = depth of hole in feet

For **RIL** pressure at surface -

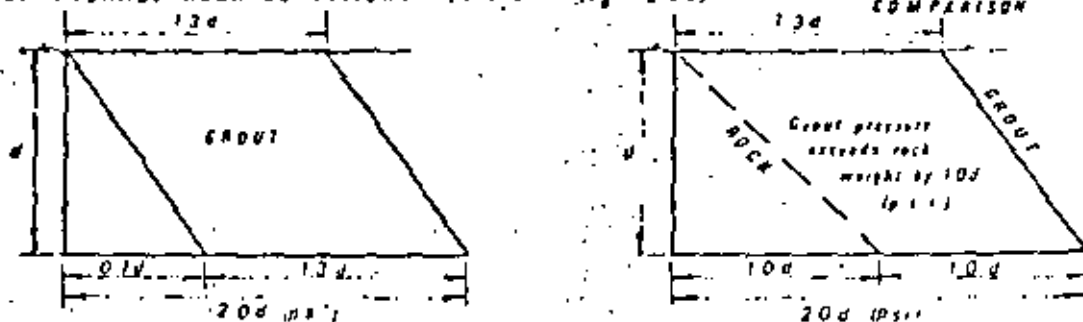


For **"RULE OF THUMB"** -

Grout pressure at surface (psi) is made equal to depth (ft)



For **"AVERAGE ROCK CONDITIONS"** pressures ($P_0 = 2.0d$) -

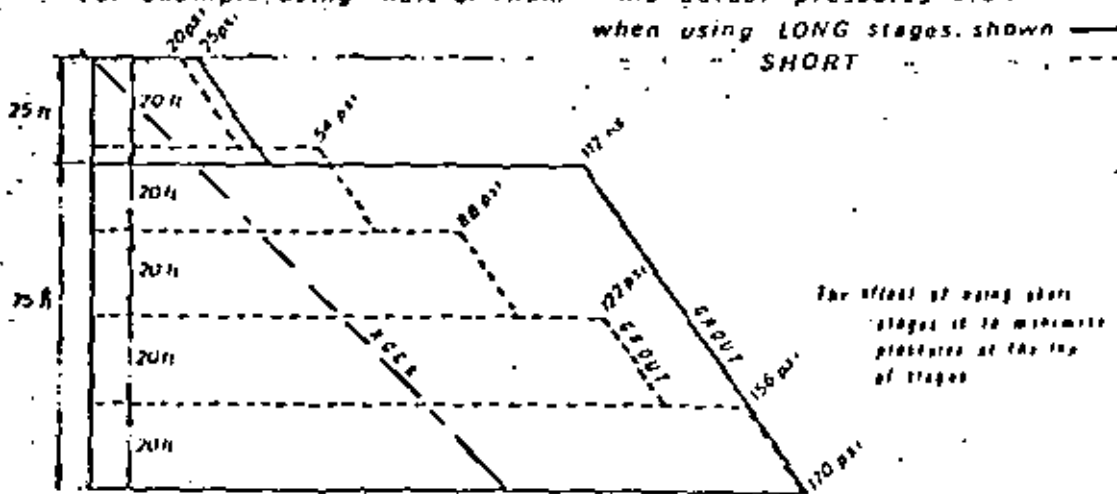


Note that for Downstage with Parker and Upstage Methods

THE CHOICE OF STAGE LENGTHS AFFECTS PRESSURES DOWN THE HOLE.

For example, using "Rule of Thumb" the actual pressures are:-

when using LONG stages, shown ———
SHORT - - - - -



The effect of using short stages is to minimize pressures at the top of stages



MULTIPLE APPLICATIONS

A single application of grout, properly injected, is usually adequate. However, further applications are warranted under certain circumstances:-

- (A) When takes have been high enough to include an undesirable quantity of water.

Give another grout application after any application which has taken more than

- 0.25 $\left\{ \begin{array}{l} \text{LITRES OF CEMENT/CM} \\ \text{CU. FT. OF CEMENT/PT.} \end{array} \right.$ when the application has been finished with 2:1 or thinner.
- 0.50 $\left\{ \begin{array}{l} \text{LITRES OF CEMENT/CM} \\ \text{CU. FT. OF CEMENT/PT.} \end{array} \right.$ when the application has been finished with 1:1 or thicker.

- (B) when use of significantly reduced pressures and/or intermittent grouting has been necessary for treatment of leaks, connections, rock movements, etc., another application is usually warranted.

NOTE:

It is sometimes necessary to give a stage (or hole) a number of successive applications, until takes fall below those shown here, and/or until satisfactory pressures can be held.

The minimum clear time between successive applications is 24 HOURS (in order to permit adequate setting and bleeding of the thinner parts of the grout).

Mixes for subsequent applications should be handled similarly to those for first applications, with a trend for mixes to be slightly thinner, if practicable.

MULTIPLE APPLICATIONS

The need for multiple applications is frequently not self evident, but has been found desirable in practice, and has been supported by testing and theory.

REPLACEMENT OF BLEED WATER

The basic purpose is to grout spaces occupied by bleed water in earlier applications. Hence the need for more applications is reduced after applications which have used mixes which are as thick as possible, consistent with effective penetration.

Pockets and runnels of bleed water do not quit the grout in cracks, under conditions of foundation saturation (pressure cannot be relied upon to discriminately expel water once movement of grout ceases). Where such pockets are of sufficient volume to significantly weaken the grout filling, further applications are necessary to fill them (when access to them is still open from the grout hole - otherwise drilling of further grout holes may be necessary).

Overleaf are:-

- Graph showing percentage filling of crack for various final W:C ratios. Note that

(a) At a final mix of 1:1, the filling is provided by the first application. A second application cannot be expected to add to the filling (in the moderate crack sizes represented).

(b) A final mix of 3:1 can only be expected to fill 40% of the crack, leaving a further 30% to be filled on a second application.

(c) Final mixes of 3:1 and 4:1 are very reliant on second applications for a significant degree of crack filling.

Typical patterns for 3:1 and 1:1 final mixes at end of first application, showing (white) the bleed pockets and runnels remaining to be filled by a further application, (not warranted or practicable, in the case of 1:1).

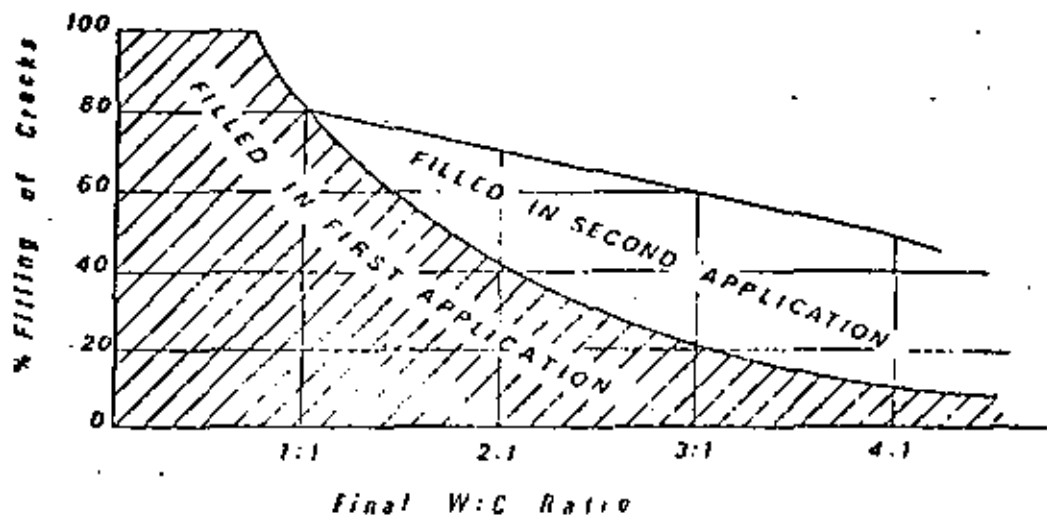
- These patterns and the graph are derived from U.S. Corps of Engineers, and W.C.&I.C. tests, and apply to unvented horizontal cracks in a saturated foundation (which is the worst case for foundation grouting).

The criterion for a further application (0.25 cu. ft. of cement/ft. when the application has been finished with 2:1 or thinner) is based on a very large number of field cases.

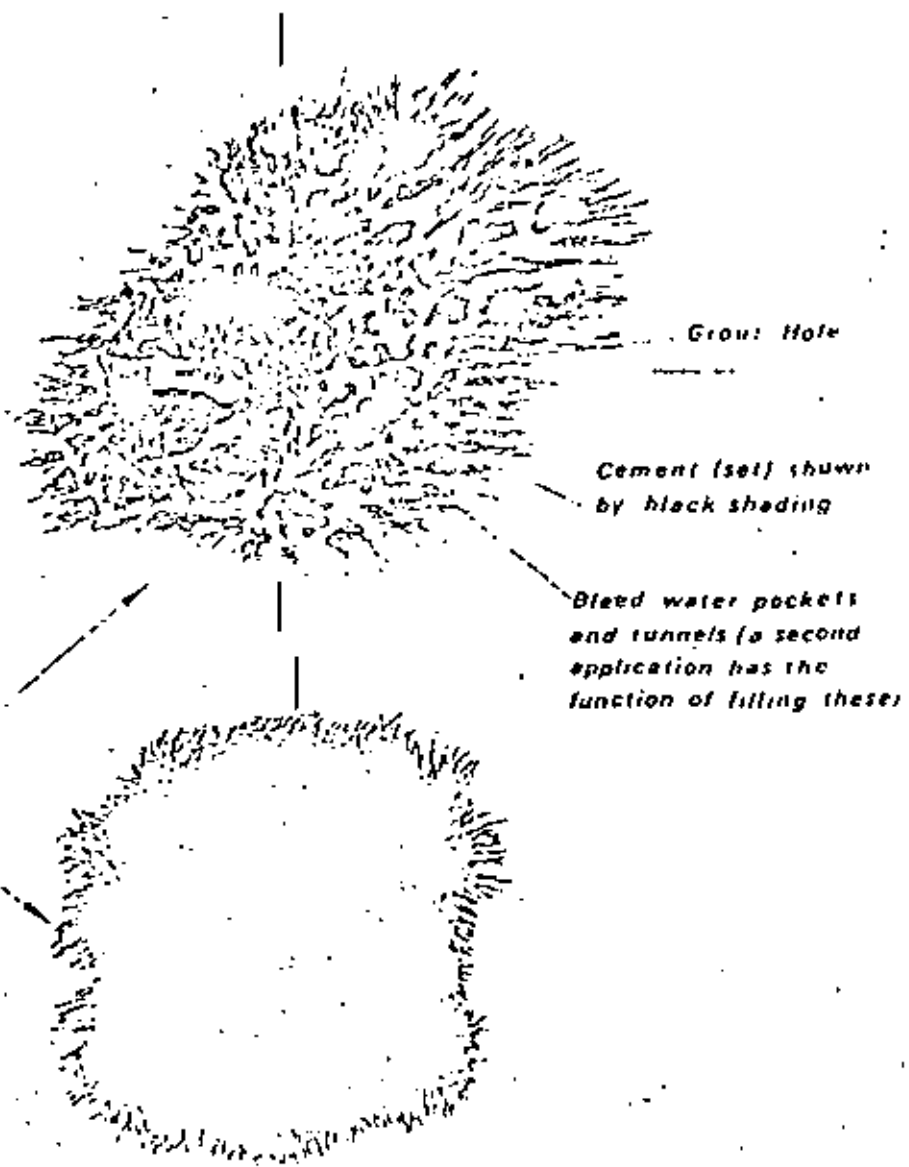
TREATMENT OF FINE CRACKS

Where holes contain both fine and coarse cracks, any fast taker on the coarse ones, or use of special procedures for leaks, connections, or rock movements, is liable to leave the finer cracks imperfectly grouted. A second application can remedy this.

THE EFFECTS OF MULTIPLE APPLICATIONS



**TYPICAL
PATTERNS
AFTER FIRST
APPLICATION
OF
3:1 GROUT
1:1 GROUT**



CHANGING MIXES

BATCHING GROUT

DO ALL BATCHING BY VOLUME.

i.e. for 2:1 mix use 2 cu. ft. of water for each 94 lb (= 1 cu. ft.

approx) bag of cement, or

Use 60 litres of water for each 40 kg bag (= 30 litres approx.) bag.

When starting with an empty line and agitator:-

- Put the water in the mixer, followed by cement.
- When mixed, send the grout to the agitator.
- Take a dipstick reading in the agitator, and then pump the grout around the circulation line.
- When a return is obtained, take another dipstick reading. The fall in agitator quantity is the volume of the circulation line. Write this volume, and the dipstick readings on the Report Form.
- Then commence grouting.

THICKENING GROUT

When it is required to thicken a mix during a grout application:-

- Take a dipstick reading to measure the grout in the agitator. Add this to the quantity of grout in the line.
- Use this total quantity to read off from "Thickening" tables, the amount of water and cement to be added.
- Put these quantities in the mixer and mix them.
NOTE:- Occasionally these quantities might produce a mix which is too thick for the mixer or has insufficient water to operate it, in which case double mixes can be used, or composite mixes used, or (usually the simplest) part of the agitator contents emptied to bring the required quantities to more amenable proportions.
- When mixed, send the grout to the agitator. If it is much thicker grout than that in the agitator, make sure that it is discharged slowly enough into the agitator, to ensure that it mixes uniformly with the grout there (to avoid getting clugs of excessively thick grout in the circulation line). If this is done carefully, there is no need to turn off the grout hole while thickening the mix.
- Occasionally check the appearance of the grout in the lines to ensure it is the correct mix (experience enables visual estimation of mixes).

Mixing of grout in the agitator is not permitted.

THINNING GROUT

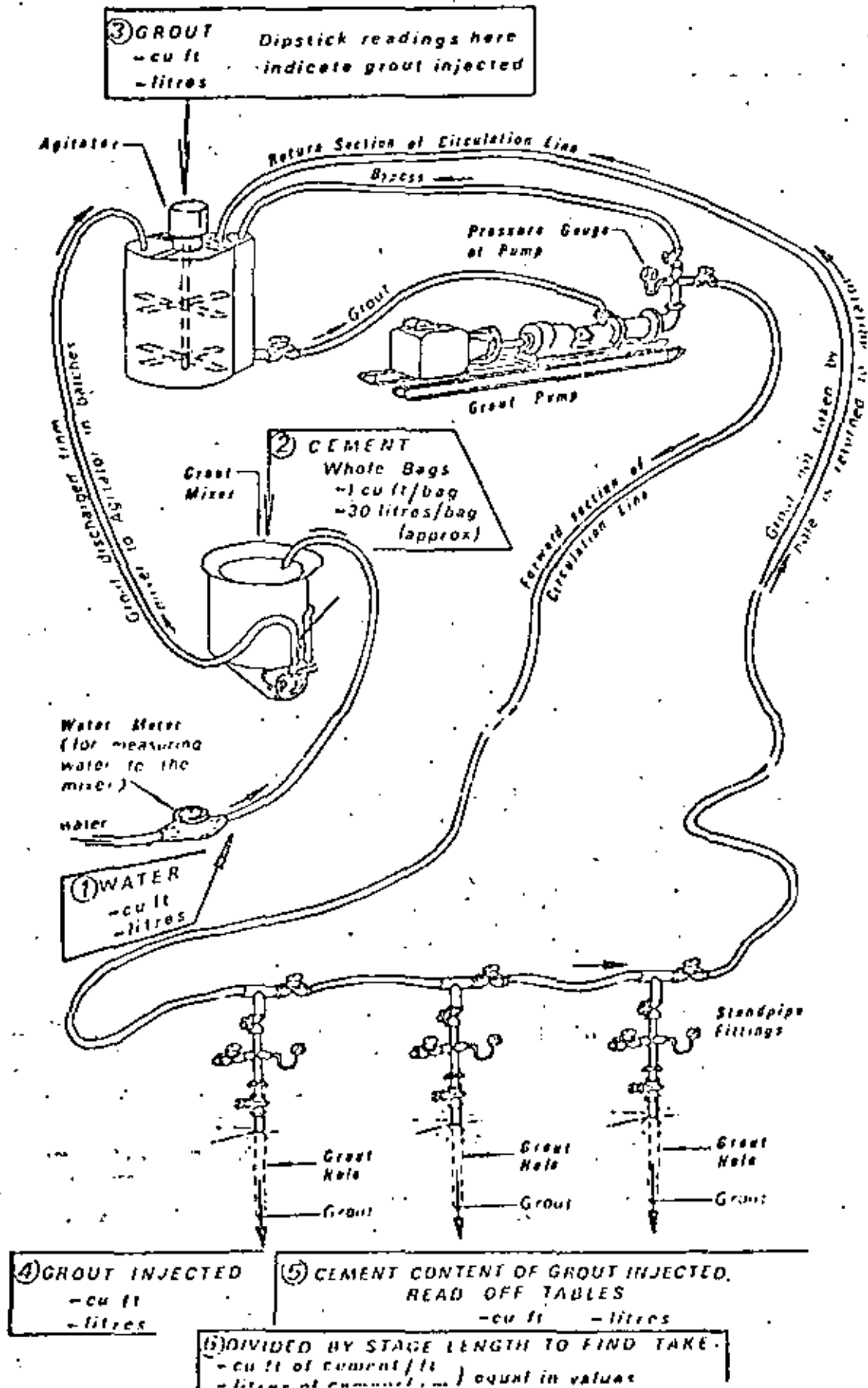
When it is required to thin a mix which is circulating in a line (usually when grouting of a hole is finished and a commencement is about to be made on another):-

- Use the total quantity of grout in agitator and lines to read off from "Thinning" tables, the amount of water to be added.
- Add this water directly to the agitator, or via the mixer (if more convenient).

BATCHING TABLES ARE AT THE BACK OF THIS MANUAL.

SEQUENCE OF TAKING MEASUREMENTS

TO FIND THE QUANTITY OF CEMENT INJECTED
 FOLLOW THE SEQUENCES SHOWN BY CIRCLED NUMBERS ①, ②, ETC.



LEAKS & CONNECTIONS

WHEN CAULKING OR SLUSH GROUTING IS NOT PRACTICABLE:-

Typical procedure for stopping leaks is to thicken successively to 1:1, 0.8:1, 0.6:1, 0.5:1 at 15 p.s.i. (or less) at 15 minute intervals. If the leaks show signs of taking up on any of these mixes, do not thicken to the next one, but carry on grouting until refusal is reached.

If leakage paths are predominantly vertical, closing of them can often be expedited by the use of intermittent grouting, wherein grout is applied to the hole for 2 minutes and is then turned off for the next 5 minutes, then on for 2 minutes and off for 5 minutes, and so on. This process allows settling of the grout which assists in clogging the cracks.

WHEN CRACKS CAN BE CAULKED:-

Thickening to 1:1 (or perhaps 0.8:1) at 15 p.s.i., or less, is frequently adequate, possibly assisted by intermittent grouting. Grouting is taken to refusal.

When caulking, the following can be used:-

Oakum, softwood wedges (which swell when they are wetted), lead wool, quick-setting cements of various types.

Leave vents in the caulking every foot (approx.), and only complete the caulking at these vents when thick grout emerges (it is futile trying to caulk against thin grout).

Boatbuilders' or Plumbers' caulking tools should be used for placing and packing oakum or lead wool.

"Creep up" on severe leaks by starting caulking at their mildest sections, using oakum or lead wool, and caulk progressively into their worst areas; then use wedges and oakum to quickly close the remaining (worst) areas.

WHEN SLUSH GROUTING IS PRACTICABLE:-

Slush grouting is useful for controlling leaks in heavily cracked areas, but must be done several days before grouting. It is not suitable as a control expedient after leaks have developed.

CONNECTIONS TO OTHER HOLES:-

These should be stopped as soon as possible, using thick mixes at low pressures and the hole connected to it should be washed out promptly (unless it is ready for grouting, and can be grouted simultaneously).

IF ROCK MOVEMENTS OCCUR - SEE SEPARATE INSTRUCTIONS.

ROCK MOVEMENTS

DO NOT LET THE GROUTING MOVE SURFACE ROCK

ROCK
MOVEMENTS

ROUTINE PRECAUTIONS AGAINST CAUSING MOVEMENTS

- Always start each application at **LOW PRESSURE**, such as 15 p.s.i. or 1 bar, or less.
- Then only increase the pressure if no movements, leaks, etc. have occurred.
- Take dipstick readings in the agitator every **5 MINUTES** (rather than every 15 minutes) if the area has previously moved, or instead, grout through a flow meter.
- Constantly watch for signs of movement.

SIGNS OF MOVEMENT ARE ONE OR MORE OF THESE:-

- A sudden loss of pressure in the hole.
- A considerable increase in take for no obvious reason.
- Breakout of surface leaks. (This is not always indicative of movements but if doubt exists, should be treated as a movement.)
- Uplift gauge movements (if gauge is installed.)

WHAT TO DO IF MOVEMENTS START:-

- If the Grouting Engineer is **NOT PRESENT** - cease grouting immediately (do not wash hole out) and call him. He should be within calling distance whenever grouting is in progress.
- **PRESENT** - carry on grouting under close supervision, as indicated.

- STOP THE MOVEMENTS BY IMMEDIATELY OPENING THE BLEEDER AND RELASING PRESSURE FROM THE HOLE.
- THEN ASSESS THE SIZE OF THE AREA WHICH HAS MOVED.

MINOR MOVEMENTS

If the Grouting Engineer is sufficiently experienced in handling movements, carry on grouting as follows, but

DO NOT LET FURTHER
MOVEMENTS OCCUR

ALL OTHER CASES

(including lack of experience)
CONTACT HEAD OFFICE FOR
FURTHER INSTRUCTIONS.

- 1 CONSULT THE GROUTING REPORT TO FIND THE RATE AT WHICH THE HOLE WAS ABLE TO TAKE GROUT BEFORE THE MOVEMENT.
- 2 THEN CARRY ON GROUTING USING THIS RATE AS THE MAXIMUM RATE TO BE INSPECTED FOR THE REMAINDER OF THE APPLICATION.

To do this successfully, it is usually necessary to:-

- RESTRICT the amount of grout entering the hole (the hole may want to take more grout than it is allowed to have).
- Use the THICKEST MIX that the hole will take without premature blocking. Find this mix by thickening slowly and gradually while studying the rate of take clearly.
- Limit the PRESSURE so that it does not exceed the weight of overlying rock. It is often possible to carry out this part of grouting at almost zero pressure.

- 3 IF, AFTER ABOUT 2 HOURS OF THIS TREATMENT, THE HOLE WANTS TO TAKE GROUT JUST AS FAST AS AT THE COMMENCEMENT, USE INTERMITTENT GROUTING.
- 4 PERSIST UNTIL REFUSAL IS OBTAINED, UNLESS THIS APPEARS POINTLESS.

CONTACT HEAD OFFICE IMMEDIATELY IF DIFFICULTIES OCCUR

THE GENERAL PRINCIPLE IS TO PERMIT THE HOLE TO ONLY TAKE THE QUANTITY OF GROUT IT REQUIRES TO COMPENSATE FOR LEAKAGE AND BLEEDING LOSSES. DO NOT LET IT TAKE A GREATER VOLUME THAN THIS, OTHERWISE PROPAGATION OF THE MOVEMENT IS LIKELY.

- If the hole will readily accept grout as 0.8:1 or thicker, we can be made of the thixotropic property of the grout which will soon set into a soft "plastic" condition when flow stops. In this condition, the grout ceases to transmit infiltration pressure to the rock. Some massive rock is tectonically stressed (before grouting starts). Grouting then tends to precipitate movements. This type of foundation needs more vigilance than with heavily jointed, "stress-relieved" ones.

Sometimes slight movements occur and are not immediately detected by the standpipe operator. They become apparent later as the mixer when the dipstick reading is taken at the end of the run. (The quantity of grout taken in the run significantly exceeds that taken in the previous run, for the same time interval). When this happens, the situation can usually be kept under control by letting grout out of the hole through the bleeder, until the engineer commences these procedures for continuing the grouting.

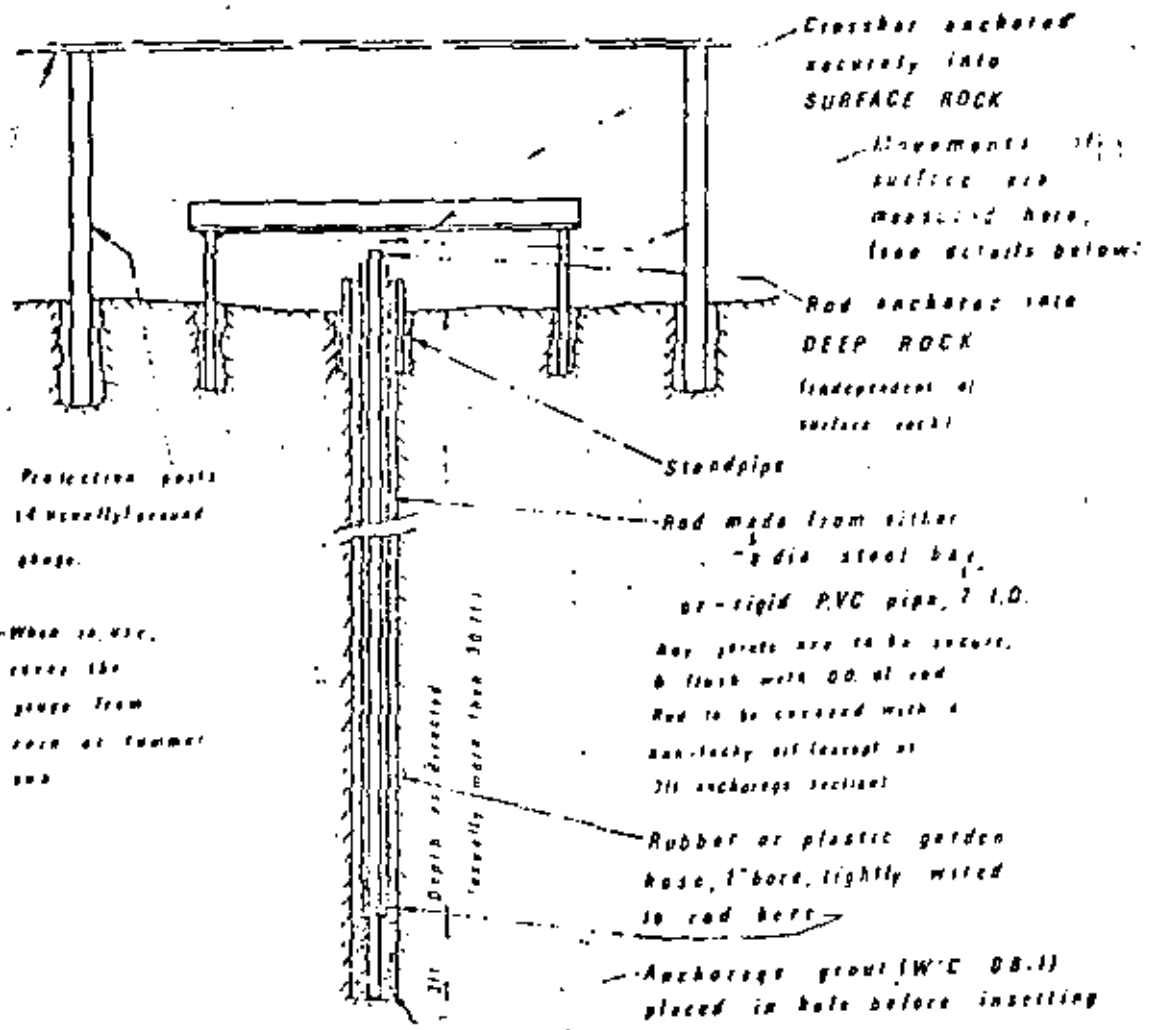
Measurements of the rate of grout taken during treatment of movements has to be more precise than usual. Dipstick readings must be taken not more than 5 minutes apart. For very difficult work, use of a grout flow meter (page A 17) is essential.

65



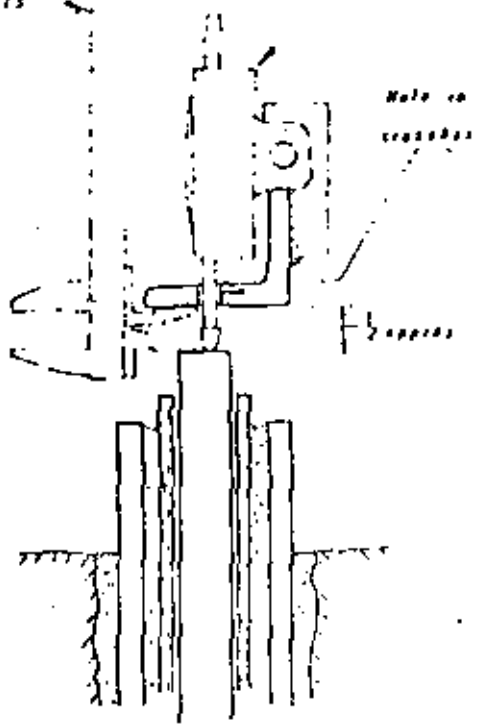
UPLIFT ⁶ GAUGES

05

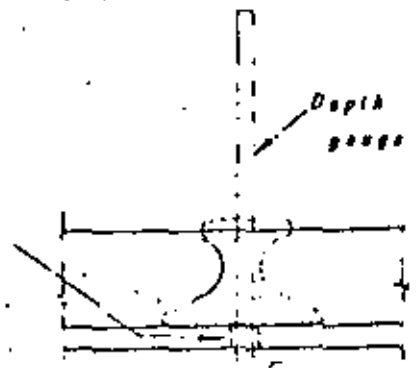


Vernier Callipers

Dial Gauge



Depth gauge



Top of bar to be smooth when rod is PVC a brass top should be fitted & loosely attached to pipe



TYPE OF GROUTING CURTAIN DAM HOLE N° P.107
 CONTRACTOR'S FOREMAN PHIL M. UPJOHN CONTRACT N° SEQUENCE PRIMARY
 SUPERVISOR I.S.B. LOW **GROUTING REPORT** LOCATION CREEK BED
 GRADE DEPTH 0 m TO 10 m APPLICATION L OF L INCLINATION TO VERTICAL 30°
 GRADE LENGTH 10 m x 100 = 1000 sqm

TIME	TIME			W/C BY VOL.	BAGS CEMENT ADDED TO MIXER	GROUT (LITRES)				CEMENT TAKE		PRESSURE AT STAND PIPE (BAGS)	REMARKS CONNECTIONS - UPLIFT - WASTE DETAILS - PLANT DIFFICULTIES, - ETC.	
	FROM	TO	PERIOD (MIN)			IN TANK START	IN TANK FINISH	INJECTED	WASTE		TOTAL IN PERIOD (BAGS)			NET INC. PAY WASTE (BAGS)
									PAID	UNPAID				
277	1925	1930	5	W			100					1	20 UL } WATER TEST 15 UL } (USE 15 UL) 15 UL }	
	1930	1935	5	W			80					1		
	1935	1940	5	W			75					1		
277	1955	2000	5	3:1	3	310	270	40					FILLING HOSES	
	2000	2015	15	3:1		270	130	140		1-36	1-36	1-2		
	2015	2030	15	3:1	1	235	115	120		1-17	1-17	2-3		
	2030	2045	15	2:1	1	160	65	95		1-31	1-31	3-2	SLIGHT SURFACE LEAK 2m U/S	
	2045	2100	15	1:1	4	185	100	85		1-59	1-59	2	LEAK TAKEN UP	
	2100	2115	15	1:1	2	190	130	60		1-41	1-41	3		
	2115	2130	15	1:1		130	90	40		0-94	0-94	3		
	2130	2145	15	1:1	1	135	110	25		0-59	0-59	3		
	2145	2200	15	1:1		110	100	10		0-23	0-23	3		
	2200	2215	15	1:1		100	100	NIL		0	0	3		
	2215	2230	15	1:1		100	100	NIL		0	0	3		
									140	3-20			WASTE (100 TANK + 40 HOSES = 140L - 3-20 BAGS CEMENT)	

TOTALS 12 BAGS 12-20 8-00 x 30 = 270 Litres of cement
 TYPE OF MILLING WET PERCUSSION SHEET 1 OF 1 CEMENT TAKE = $\frac{270}{1000} = 0.27$ litres/m
HOLE NO P.107

TYPE OF GROUTING CURTAIN
 CONTRACTOR'S FOREMAN PHIL M. UPJOHN
 INSPECTOR I. C. B. LOW
 GRADE DEPTH 50 TO 100 FT

DAM
 CONTRACT NO. _____
GROUTING REPORT
 APPLICATION 1 OF 3

HOLE NO. P 960-L
 SEQUENCE PRIMARY
 LOCATION CREEK BED
 INCLINATION TO VERTICAL 30°

TIME	W/C BY VOL.	BAGS CEMENT ADDED TO MIXER	GROUT (cuft)			CEMENT TAKE		PRESSURE AT STAND PIPE (PSI)	REMARKS CONNECTIONS-UP/LIFT-WASTE DETAILS -PLANT DIFFICULTIES, ETC.		
			IN TANK	INJECTED	WASTE	TOTAL IN PERIOD (cuft)	NETT INC PAY WASTE (cuft)				
										START	FINISH
2065	2020	15	W	-	0	71	7-1			15	WATER TEST UL-B
2200	2205	5	3:1	3	10-50	8-25	2-25				FILLING HOSES
2205	2220	15	"		8-25	279	5-46	1-56	1-56	15-70	
2220	2235	15	2:1	2	4-35	1-17	3-18	1-26	1-26	70-15	SLIGHT SURFACE LEAK ON 554, 7:30 - 3:30 2225 hrs - CAULKING
2235	2250	15	1:1	3	5-50	3-45	2-05	1-37	1-37	15	LEAK TAKING UP
2250	2305	15	"		3-45	2-40	1-05	0-70	0-70	15	
2305	2320	15	"		2-40	1-52	0-88	0-58	0-58	15-100	
2320	2325	15	"	1	3-05	2-43	0-62	0-41	0-41	100-120	
2325	2350	15	"		2-43	2-13	0-30	0-20	0-20	120	
2350	0005	15	"		2-13	2-03	0-10	0-07	0-07	120	
0005	0020	15	"		2-03	2-03	NIL	-	-	120	
0020	0050	30	"		2-03	2-03	NIL	-	-	120	HOLDING PRESSURE
								4-28	2-85		WASTE (2-03 TANK - 2-25 HOSES = 4-28 cuft - 2-85 cuft CEMENT)

EXAMPLE OF REPORT
(CONTRACT WORK)

TYPE OF GROUTING TOTALS 9 BAGS
NET PERCUSSION

9-00 6-15 cuft - 0-2 CUFT/FT
 SHEET 1 OF 1

Quantities are approximate only

HOLE NO. P 960-L



HOW TO DETECT CRACK CHARACTERISTICS FROM GROUTING REPORTS

Detecting Crack Characteristics

SIMILAR PRINCIPLES APPLY WHEN USING METRIC UNITS

Information on Grouting Reports enables an approximate and generalized assessment of crack characteristics to be made:-

SMALL TAKE

TIME	PERIOD (min)	W/C BY VOL.	GROUT (cu ft)		PRESSURE AT STANDPIPE (PSI)
			INJECTED		
	15	2:1		1.75	15-30
	15			0.50	30-50
	15			NIL	50
	15			NIL	50

Characteristics
 - Short take
 - Very small take
 - The grouting did fully
 more than fill the hole.

Deductions
 - Cracks are either very fine (to 0.010") or very few.

MODERATE TAKE

TIME	PERIOD (min)	W/C BY VOL.	GROUT (cu ft)		PRESSURE AT STANDPIPE (PSI)
			INJECTED		
	15	2:1		1.50	15-30
	15			0.50	30-50
	15			0.25	50
	15	1:1		2.00	50
	15			2.10	50
	15			1.40	50
	15			0.75	50
	15			0.50	50
	15			0.35	50
	15			NIL	50
	15			NIL	50

Characteristics
 - Long take
 - Moderate take

Deductions
 - Cracks are long and well interconnected
 - They are probably in the 0.020" to 0.100" range

SMALL TAKE

TIME	PERIOD (min)	W/C BY VOL.	GROUT (cu ft)		PRESSURE AT STANDPIPE (PSI)
			INJECTED		
	15	2:1		1.75	15-30
	15			1.50	30-50
	15			1.00	50
	15			0.75	50
	15			0.50	50
	15			0.75	50
	15			NIL	50
	15			NIL	50

Characteristics
 - Long take (1 hour)
 - Small take

Deductions
 - Cracks are long and well interconnected.
 - They are fine (possibly 0.020" to 0.040")

LARGE TAKE

TIME	PERIOD (min)	W/C BY VOL.	GROUT (cu ft)		PRESSURE AT STANDPIPE (PSI)
			INJECTED		
	15	3:1:1		2.10	15
	15	0.5:1		18.25	15
	15			18.25	15
	15			16.85	15
	15			14.25	15
	15			12.50	15
	15			12.10	15
	15			8.30	15
	15			1.75	50
	15			0.50	50
	15			0.10	50
	15			0.25	50
	15			NIL	50
	15			NIL	50

Characteristics
 - Long take
 - Very high take

Deductions
 - Cracks are long and well interconnected
 - They are probably about 0.100"

MODERATE TAKE

TIME	PERIOD (min)	W/C BY VOL.	GROUT (cu ft)		PRESSURE AT STANDPIPE (PSI)
			INJECTED		
	15	2:1		1.50	15-30
	15			1.50	30-50
	15			0.50	50
	15			0.75	50
	15			NIL	50
	15			NIL	50

Characteristics
 - Short take
 - Moderate take

Deductions
 - Cracks are short and not well interconnected
 - They are probably in the 0.010" to 0.050" range

67

HOW TO DETECT CRACK CHARACTERISTICS FROM GROUTING REPORTS

Detecting Crack Characteristics

SIMILAR PRINCIPLES APPLY WHEN USING...

Information on Grouting Reports enables an approximate and generalised assessment of crack characteristics to be made -

SMALL TAKE

TIME	PERIOD (min)	W/C BY VOL.	GROUT (cwt)		PRESSURE AT STANDPIPE (PSI)
			INJECTED	REJECTED	
	15	2:1		1.75	15-30
	15			0.50	30-50
	15			NIL	50
	15			NIL	50

Characteristics
 - Short take
 - Very small take
 - The grouting did little more than fill the hole.

Deductions
 - cracks are either very fine (< 0.010") or very few.

MODERATE TAKE

TIME	PERIOD (min)	W/C BY VOL.	GROUT (cwt)		PRESSURE AT STANDPIPE (PSI)
			INJECTED	REJECTED	
	15	2:1			
	15				
	15				
	15	1:1			
	15				
	15				
	15				
	15				
	15				

Characteristics
 - Long take
 - Moderate take

Deductions
 - cracks are long and well interconnected
 - they are probably in the 0.010" to 0.040" range

SMALL TAKE

TIME	PERIOD (min)	W/C BY VOL.	GROUT (cwt)		PRESSURE AT STANDPIPE (PSI)
			INJECTED	REJECTED	
	15	1:1		1.75	15-30
	15			1.50	30-50
	15			1.00	50
	15			0.75	50
	15			0.50	50
	15			0.25	50
	15			NIL	50
	15			NIL	50

Characteristics
 - Long take (> 1 hour)
 - Small take

Deductions
 - cracks are long and well interconnected, they are fine (possibly 0.010" to 0.040")

LARGE TAKE

TIME	PERIOD (min)	W/C BY VOL.	GROUT (cwt)		PRESSURE AT STANDPIPE (PSI)
			INJECTED	REJECTED	
	15	0.5:1			
	15	0.3:1			
	15				
	15				
	15				
	15				
	15				
	15				
	15				
	15				

Characteristics
 - Long take
 - Very high take

Deductions
 - cracks are long and well interconnected
 - they are probably wider than 0.100"

MODERATE TAKE

TIME	PERIOD (min)	W/C BY VOL.	GROUT (cwt)		PRESSURE AT STANDPIPE (PSI)
			INJECTED	REJECTED	
	15	2:1		7.50	15-30
	15			1.50	30-50
	15			0.50	50
	15			0.75	50
	15			NIL	50
	15			NIL	50

Characteristics
 - Short take
 - Moderate take

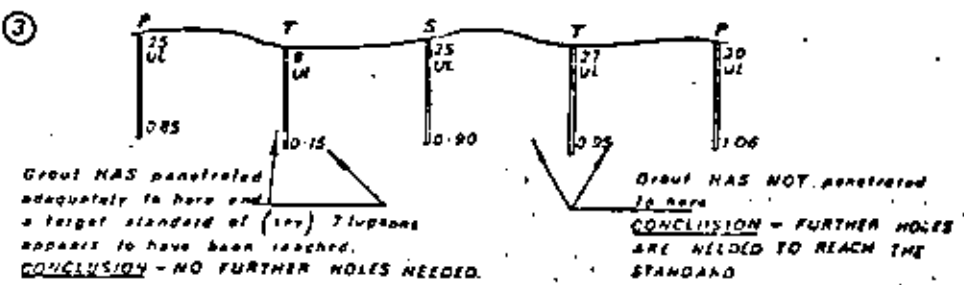
Deductions
 - cracks are short and not well interconnected to others, they are possible in the 0.010" to 0.040" range

GENERAL PRINCIPLES FOR DECIDING WHETHER MORE GROUT HOLES ARE NEEDED

WHEN GROUTING A CURTAIN BY THE CLOSURE METHOD

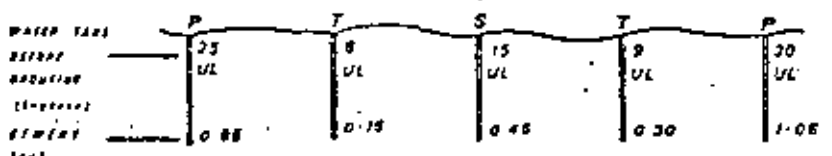
AFTER GROUTING OF PRIMARY, SECONDARY, AND MAYBE TERTIARY HOLES, IT IS OFTEN NECESSARY TO DECIDE WHETHER SUFFICIENT GROUTING HAS BEEN DONE, OR WHETHER MORE HOLES ARE NEEDED.

- THE MAIN REASONS WARRANTING FURTHER HOLES USUALLY ARE:-
- THE REQUIRED STANDARD OF WATERTIGHTNESS HAS NOT YET BEEN ATTAINED
 - LEAKS, CONNECTIONS AND ROCK MOVEMENTS FROM THE LATEST HOLES IN THE CURTAIN PATTERN HAVE INTERFERED WITH THE GROUTING OF THE HOLES FROM WHICH THEY OCCURRED, THEREBY COMPROMISING HOLES ALONGSIDE THEM.
 - TAILLE, SINKS, SINKS AND OTHER FAVORABLE WATERTIGHTNESS ARE EVIDENT, WHICH HAVE NOT YET BEEN ADEQUATELY INTERCEPTED.



TO REACH THE REQUIRED STANDARD OF WATERTIGHTNESS:-

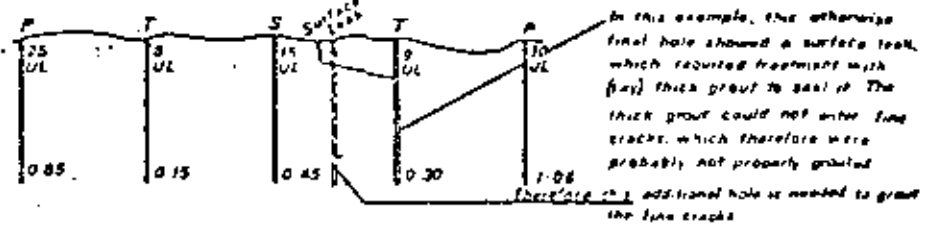
① Examining water and grout takes to detect whether closure is producing a reduction in leaks at the latest holes, I.E.:-



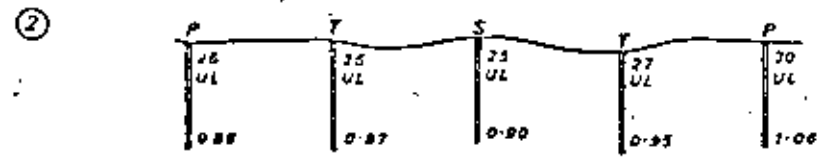
In this example, the secondary takes are less than the Primary, further, the tertiary takes are less than the secondary.

CONCLUSION - Grout has penetrated adequately from the primary to the secondary site, and from the secondary to the tertiary sites. Further, if the specified standard is 75% tightness, it will be seen that tertiary water takes are approaching this degree of tightness (noting that the grouting in the tertiary took sufficient cement to reduce the tightness further after this water testing was carried out in them) & therefore **NO FURTHER HOLES ARE NEEDED.**

ADDITIONAL HOLES TO COMPENSATE FOR LEAKS, CONNECTIONS ROCK MOVEMENTS, ETC.

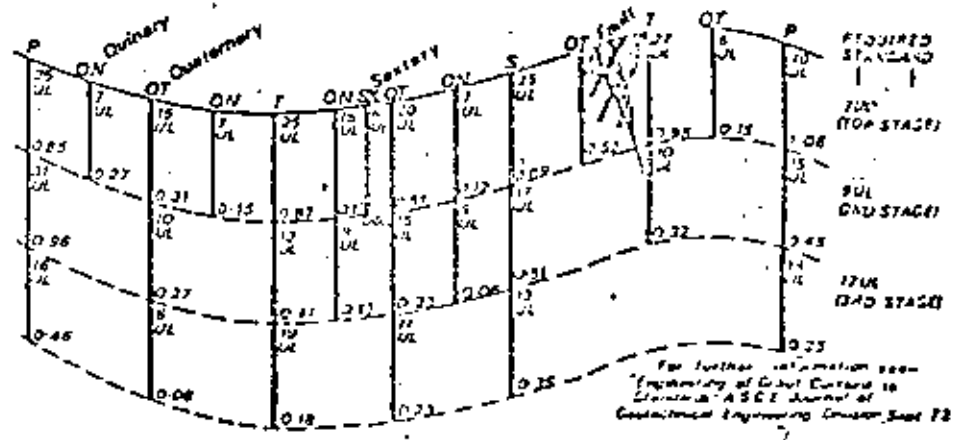


THE FINAL HOLE SPACING CAN SOMETIMES BE MOST IRREGULAR:-



In this example, grouting has not produced a reduction. Grout has not penetrated sufficiently far to touch the sites of future holes.

CONCLUSION - Quaternary holes are needed, & maybe Quinary later.



SLUSH GROUTING

This type of grouting fills surface cracks

- to stop surface leaks (and thus assist grouting)
- to deal with cracks which are too close to the surface to be grouted from holes.

Slush grouting is not always necessary.

Preparation for slush grouting consists of

- air - water jetting the area to be grouted. Soft material must be removed.
- removal of water from pockets, etc.

The surface must be damp at the time of application of the grout.

Grout proportions should vary from

Water : cement = 0.5:1 for fine cracks

to

Water : cement : sand = 0.6 to 0.8:1:2 for coarse cracks.

Proportions are by volume.

Mixing should be in a high speed mixer.

Application should be by stiff broom, spading or trowelling, as appropriate.

The grout must be applied within half an hour of mixing.

Curing by covering, should be maintained for the first 24 hours.

Thereafter, the area should be kept damp; in very hot weather (to prevent deterioration of the slush grout).

CONCLUDING COMMENTS

This Manual is a GUIDE

- Do not regard it as a book of inflexible rules.
- It does not cover every detail or possibility.
- It aims to provide enough basic data to enable intelligent adaption to more involved work and to unusual happenings, and possibly also to other forms of cement grouting, to chemical grouting and to clay grouting.

The DESIGNS

- Specify the types and methods of grouting required.
- Provide a basis which is constantly reviewed by the designers as the work proceeds (hence a need to promptly forward Grouting Reports).
- Specify criteria for various aspects of the work (such as the placing of additional holes in areas of high take). Because of the impossibility of predicting all eventualities, at the design stage, a close liaison must be maintained with the designers.

A FEW MISCELLANEOUS POINTS

- Every site behaves individually when being grouted. Develop the "feel" of the foundation.
- During grouting, keep constantly alert to changes taking place in the hole. Be prepared to promptly take appropriate action.
- If grouting within ^{300 m} (1,000 feet) of blasting operations, turn off the hole prior to detonation of the blast. After the firing, turn the grout on again cautiously (in case the foundation has been shaken and the wet grout triggers off some rock movements).
- Grouting should not be closer than ^{100 m} 300 feet to areas which will later be excavated by blasting, unless the designs require a closer approach. A safe guide is to ensure that

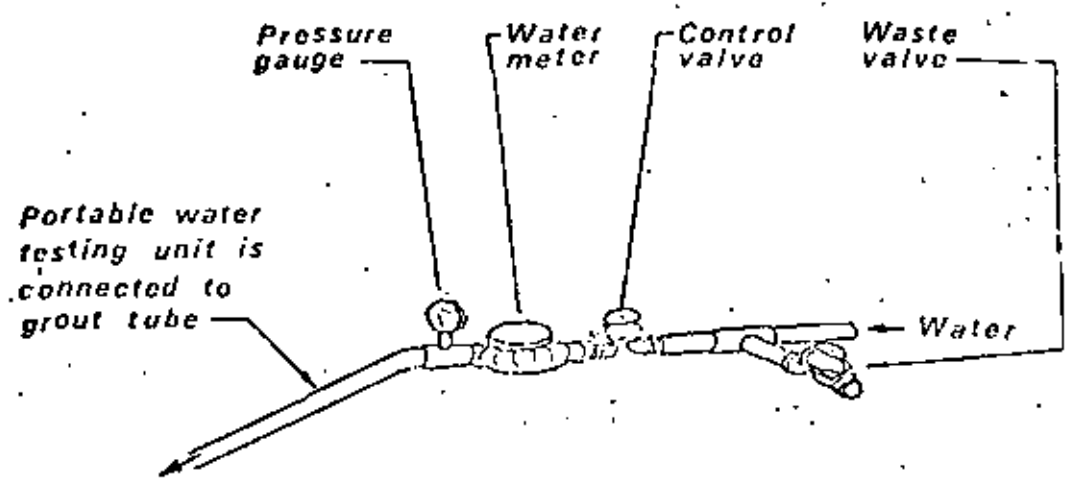
$$\frac{\text{Distance to blast (ft)}}{\sqrt{\text{Max. Wt. explosive per delay (lbs)}}}$$

is greater than a value of 5.

- When calculating takes per ^{ft} foot, use the length of the stage being grouted (i.e. in Downstage work, do not include stages above the one being grouted).

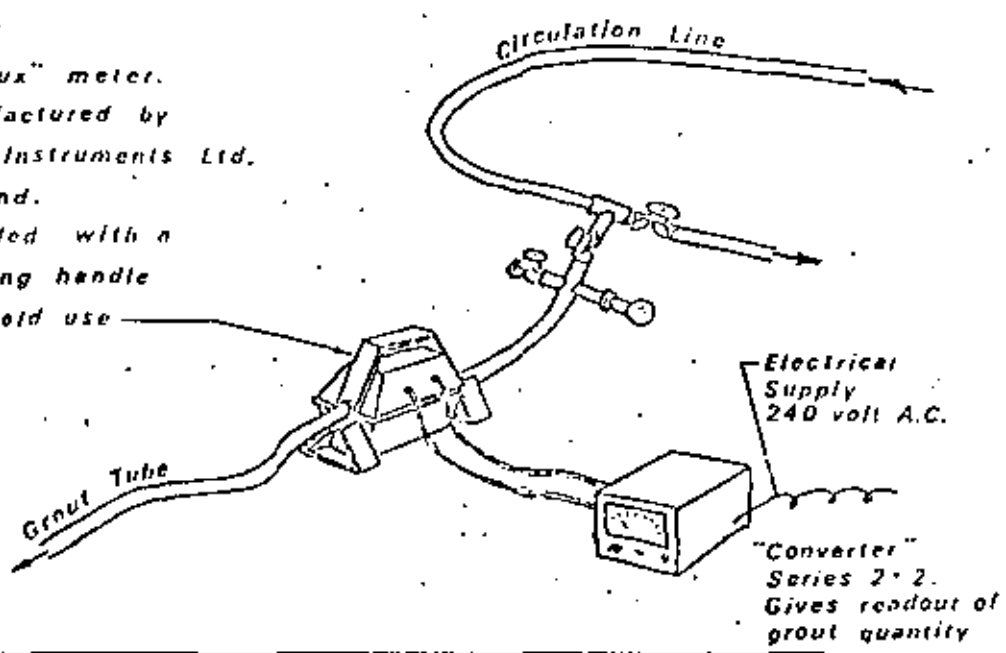
batching tables

WATER TEST GEAR

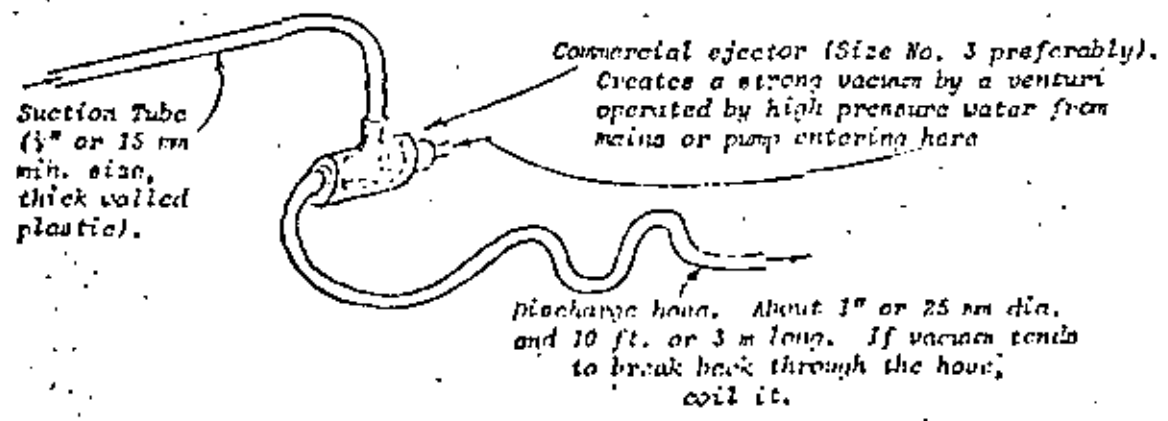


GROUT FLOW METER

"Veiflux" meter.
 Manufactured by
 Kent Instruments Ltd.
 England.
 Provided with a
 carrying handle
 for field use



SUCTION EQUIPMENT



QUALITY CONTROL

For the anchorage grouting of highly stressed bars and stirrups, checks on the quality of the grout should be made regularly. The frequency of these checks should depend on the accuracy with which batching is being carried out.

BLEEDING TEST

The purpose of this test is to detect whether any bleeding is occurring, rather than to measure its actual value (which is of very little practical use to know).

The test comprises collection of the grout in 3 containers and the examination of them after about 6 hours (or later) to observe whether free water has collected on the specimens. If it has (or is over them a surface film), the additive has not been effective in controlling bleed.

Containers - 10 cm (4") diameter and height approx., metal or glass cylinder (= F.I.P. recommendations).

Storage of specimens. Undisturbed (free from handling and vibration), covered, at temperatures similar to that in job. Note that the test is particularly sensitive to temperature change and can give false results therefore.

Specimen should be collected from the bleeder at the top of the injection tube.

STRENGTH TEST

A check of compressive strength of grout is often desirable at the commencement of a job, or when ingredients are varied during it.

Methods are similar to those for concrete testing, with added precautions:-

- moulds must not leak at assembly joints
- specimens must be made taller than final size and then cut back (to discard the "bleed zone" if there is one).

A convenient solution is to place the mould in a plastic bucket and then pour the grout in to more than cover the mould. When the grout has set, the specimen is trimmed back to mould size.

Expected Strengths.

London grout having w/c = 0.60:1 (by volume) usually give a compressive strength of 25 MPa (3,600 P.S.I.), or better. Considerably greater strengths than this are possible with less water in the grout (if injection conditions permit).

LOW CONE TEST

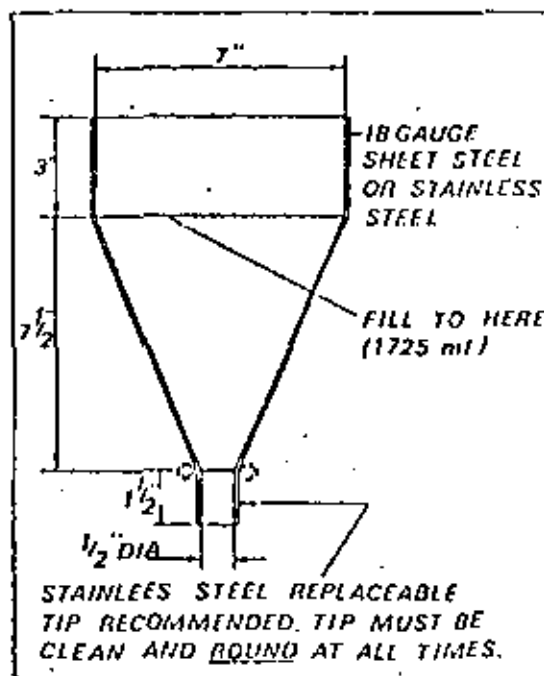
This test measures the time taken for grout to flow out from a standard cone. It is a rough measure of viscosity.

The test can be useful as a periodical check on routine mixing (on a long job), and also as a "trouble-shooting" device to find inferior grout in the circulation system following batching or gear difficulties.

FLOW CONE

INSTRUCTIONS FOR FIELD USE

1. Rinse with clean water immediately before use.
2. Close discharge with finger and fill to top of conical section.
3. Remove finger from opening and start stop watch simultaneously; count seconds to first break in-out-flowing stream of grout. This is "flow cone reading" for normal situation, i.e. readings under 30 sec.
4. For thick grouts having readings over 30 sec., observe surface of grout in flow cone. Note time when surface of grout disappears into discharge opening. This will be approximate "flow cone reading".
5. Wash flow cone thoroughly after each use.



OTHER TESTS

A variety of laboratory instruments is available to test aspects of the rheology of grout, but use of them is rarely warranted. The practical use of their results is often difficult to apply, particularly as these grouts are thixotropic, and their flow behaviour therefore depends on local energy inputs in their relation to the Bingham yield stress.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION**

TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

JULIO, 1982



CAPITULO 3. TRATAMIENTO DE MASAS ROCOSAS

5.1	INTRODUCCION	1
5.2	INYECCIONES	2
5.2.1	ESTUDIO DEL TERRENO POR INYECTAR	2
5.2.1.1	Reconocimiento para impermeabilización de cimentaciones	3
5.2.1.2	Reconocimiento para consolidación de cimentaciones	3
5.2.2	SELECCION Y PREPARACION DE LAS MEZCLAS DE INYECCION	3
5.2.2.1	Selección de lechadas según la granulometría y permeabilidad del terreno por inyectar	3
5.2.2.2	Propiedades de las mezclas	3
5.2.2.3	Tipos de mezclas	11
5.2.2.4	Preparación de las mezclas	19
5.2.2.5	Observaciones in situ	24
5.2.3	INYECCION DE ROCAS FISURADAS	24
5.2.3.1	Método de inyección	26
5.2.3.2	Arreglo y orientación de las perforaciones	28
5.2.3.3	Diámetro de las perforaciones	30
5.2.3.4	Equipo de perforación	31
5.2.3.5	Equipo de inyección	32
5.2.3.6	Procedimiento de inyección	34
5.2.4	INYECCION DE MEDIOS PORDOSOS Y GRANULARES	39
5.2.4.1	Método de inyección	39
5.2.4.2	Arreglo y orientación de las perforaciones	41
5.2.4.3	Diámetro de las perforaciones	43
5.2.4.4	Equipo de perforación	43
5.2.4.5	Equipo de inyección	43
5.2.4.6	Procedimiento de inyección	43
5.2.5	CONTROL DEL TRATAMIENTO	44

5.2.5.1	Control previo al tratamiento	44
5.2.5.2	Control durante el tratamiento	44
5.2.5.3	Control después del tratamiento	45
5.2.6	COSTOS	44



CAPITULO 3. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

3.1 INTRODUCCION

Este capítulo comprende el tratamiento de los macizos rocosos y de los suelos aluviales. Se incluye el tratamiento de los suelos aluviales debido a su importancia en la ingeniería de cimentaciones y a que el tema no está tratado en ningún otro capítulo de este Manual.

El tratamiento en los macizos rocosos tiene la finalidad de reducir su permeabilidad y/o reducir su deformabilidad y/o aumentar su resistencia.

Los procedimientos de tratamiento de los macizos rocosos más comunes son:

- a) La inyección de lechadas
- b) El drenaje
- c) El anclaje

Otras técnicas menos comunes son la electroforesis y el congelamiento y el uso de las arcillas.

3.2 INYECCIONES

En los macizos rocosos y en los suelos aluviales las inyecciones de masclas o lechadas se utilizan para reducir la permeabilidad (inyecciones de impermeabilización) y/o aumentar la resistencia y el módulo elástico (inyecciones de consolidación).

Para alcanzar los objetivos de la inyección deben rellenarse los huecos del medio en tratamiento con un líquido (lechada o mezcla) que se solidifique con el tiempo, el cual pueda ser una suspensión (lechada de cemento) o una solución (productos químicos).

El campo de aplicación es el de las obras que requieran un emplazamiento en macizos rocosos o suelos aluviales que sea impermeable y/o poco deformable, como son las presas, túneles, canales, torres, pilas de puentes, etc.

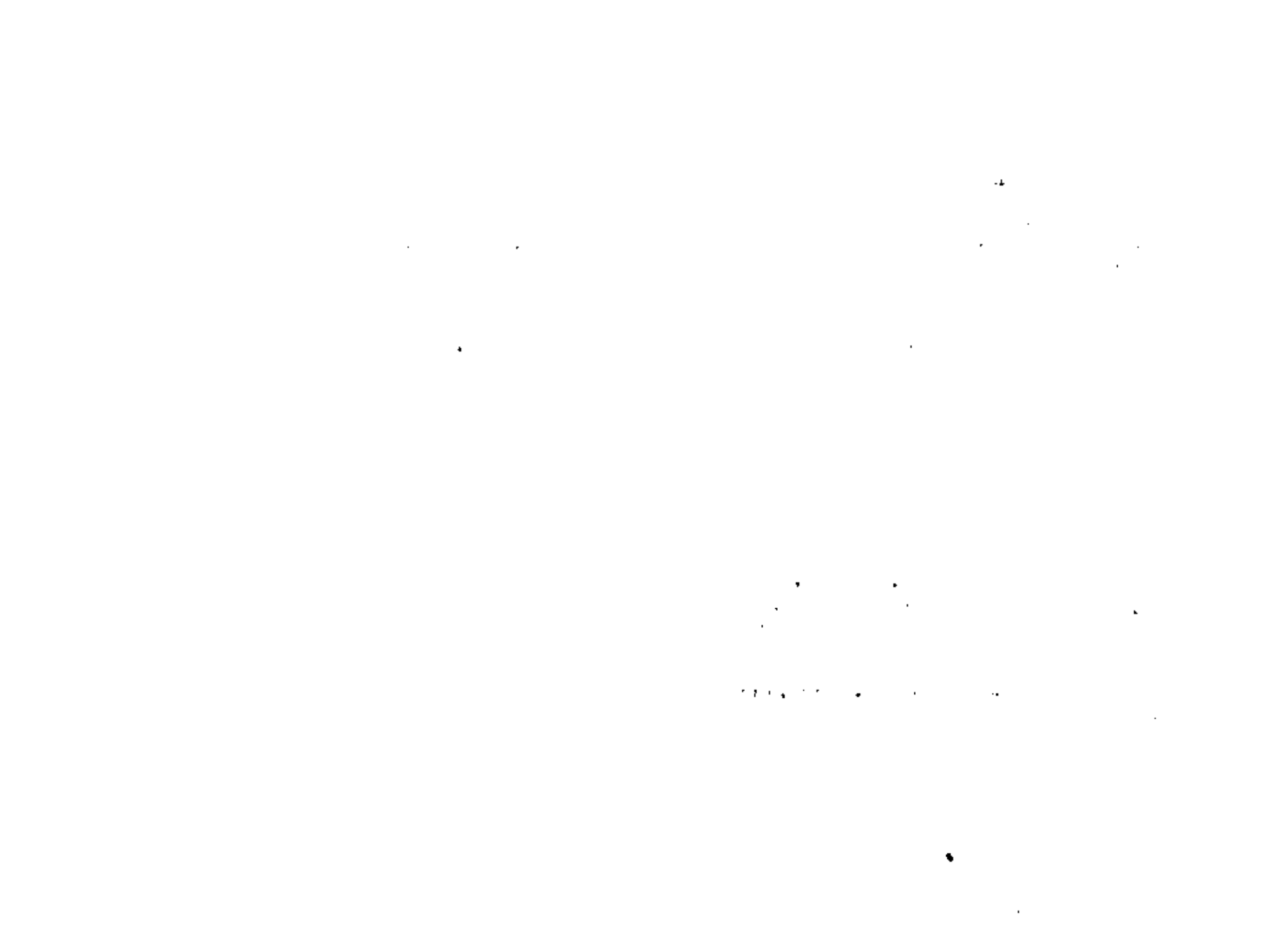
3.2.1 ESTUDIO DEL TERRENO POR INYECTAR

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

Un macizo rocoso con una permeabilidad inferior a tres unidades Luque (absorción de tres litros por minuto y por metro lineal de perforación sometida a una presión de inyección de 10 kg/cm^2) no requiere tratamiento de inyección. Para presas de más de 30 m de altura se debe establecer como límite de permeabilidad para tratamiento una unidad Luque.

Los terrenos aluviales por su importante relación de vacíos y su heterogeneidad requieren de un reconocimiento especial y casi siempre deben ser inyectados para su impermeabilización.

El estudio de la porosidad, el estado de fluctuación y la permeabilidad de los macizos rocosos se lleva a cabo mediante pozos, galerías y zanjas.



Como este procedimiento es costoso y su ejecución lenta se frecuenta recurrir a perforaciones con obtención de núcleos para sustituir o completar la información requerida.

Para determinar la permeabilidad del terreno que va a ser tratado se efectúa la prueba Lugon en nacions recesos figurados y la prueba tipo LeFranc en suelos aluviales. En el cap B.3.4, tomo III, incisos 4.2.4 y en el cap B.2.2 incisos 2.2.1 se presenta la descripción de las pruebas mencionadas y otras menos comunes.

3.2.1.1 Reconocimiento para impermeabilización de cimentaciones

Consiste en el estudio previo de toda la zona que va a ser impermeabilizada, efectuando pruebas de permeabilidad hasta una profundidad en la cual la permeabilidad ya no sea importante. En cimentaciones de presas en terreno aluviales es preciso hacer sondeos sistemáticos con ensayos de agua en todo el espesor del depósito. Sin embargo, no son recomendables los ensayos a más de 100 m de profundidad.

3.2.1.2 Reconocimiento para consolidación de cimentaciones

Las fórmulas de Boussinesq, que permiten estimar la distribución de esfuerzos en un medio seminfinito, elástico e isotrópico, se aplican para determinar la profundidad hasta la cual los esfuerzos inducidos por la carga superficial son importantes. Esta profundidad es la que se adoptará para el reconocimiento, siempre que no sea menor que la mitad del ancho de la cimentación.

3.2.2 SELECCION Y PREPARACION DE LAS MEZCLAS DE INYECCION

3.2.2.1 Selección de lechadas según la granulometría y permeabilidad del terreno por inyectar

Se recomienda reproducir en el laboratorio la granulometría y relación de vacíos del terreno natural, especialmente en los suelos aluviales. A pesar de que las condiciones de campo no pueden ser reproducidas con fidelidad en

los ensayos de laboratorio, estos son adecuados como un procedimiento de bajo costo que permite determinar la lechada que es más conveniente inyectar en aluviones de acuerdo a la granulometría y a la permeabilidad de los mismos.

Las gráficas de las figs K.1 a K.3 permiten seleccionar la lechada de inyección de acuerdo con la granulometría del terreno inyectado.

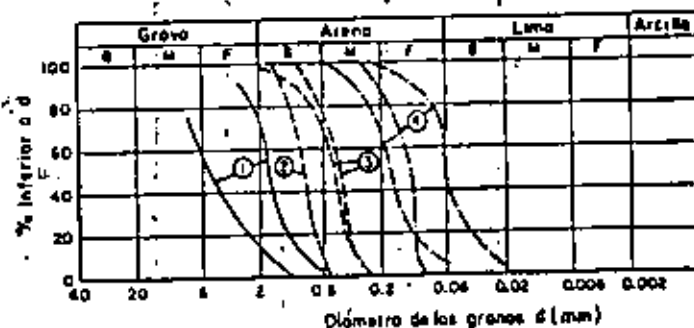
Es conveniente verificar si la mezcla determinada por medio de las tablas es adecuada. Para ello, se emplea la ecuación:

$$d \leq C \sqrt{k} \quad (K.1)$$

donde

- d diámetro medio de los grãos de la lechada en micras
- k coeficiente de permeabilidad en m/seg
- C constante que varía entre 600 y 800

La ecuación anterior se presenta graficada en la fig K.4.

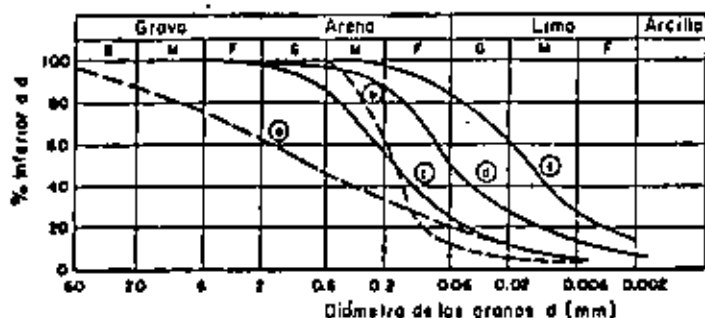


Tipos de mezclas

- 1 suspensiones de cemento
- 2 suspensiones de cemento-arcilla
- 3 suspensiones de arcilla
- 4 soluciones de silicato de sodio

Fig K.4. Curvas granulométricas correspondientes a los límites de penetrabilidad con suspensiones y soluciones coloidales, según varios autores





- a suspensiones cemento-bentonita y soluciones de silicato con aditivo orgánico
- b soluciones de silicato con aditivo orgánico
- c soluciones estables de cemento y resinas fenólicas
- d - e resinas fenólicas y acrílicas

FIG 1.2. Curvas granulométricas de terrenos tratados con inyecciones de soluciones coloidales y de resina pura

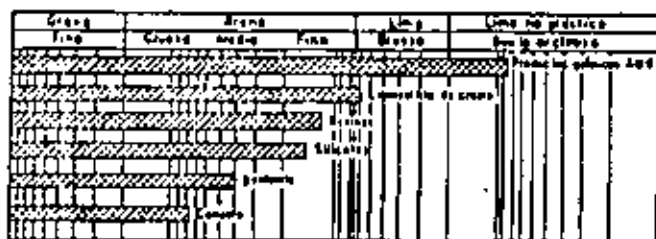


FIG 1.3. Intervalos de penetrabilidad con suspensiones y soluciones coloidales

3.1.1.2 Propiedades de las masclas

a) Viscosidad

La viscosidad se mide principalmente en el viscosímetro de cilindros coaxiales y en los viscosímetros de circulación o como calibrados.

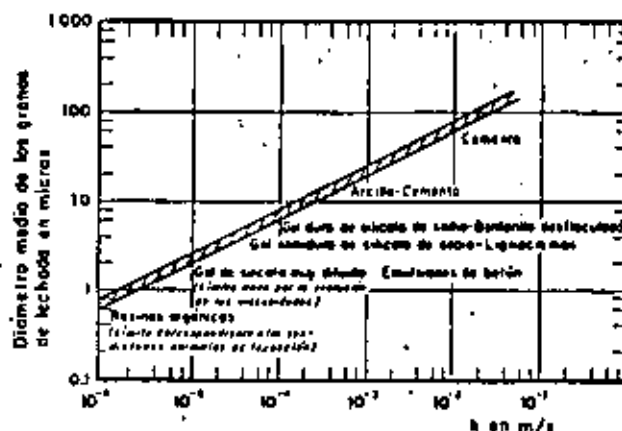


FIG 1.4. Límites de penetrabilidad de los morteros basados en la permeabilidad de los terrenos

El viscosímetro de cilindros coaxiales consta de dos cilindros de altura h ; el interior, de radio r (fig 1.5) cuelga de un cable de torsión; el exterior es móvil alrededor de su eje longitudinal y su radio es R . El momento M aplicado al cilindro interior se mide en el cable de torsión y la viscosidad μ puede estimarse aplicando las expresiones siguientes:

Para un líquido newtoniano

$$\omega = \frac{M}{4\pi h \mu} \left(\frac{1}{r^2} - \frac{1}{R^2} \right) \tag{1.2}$$

Para un fluido de Bingham

$$\omega = \frac{M}{4\pi h \mu} \left(\frac{1}{r^2} - \frac{1}{R^2} \right) - \frac{\tau_0}{\mu} \log \frac{R}{r} \tag{1.3}$$

donde

- ω velocidad angular del cilindro exterior
- τ_0 límite de fluencia

La unidad de viscosidad en el sistema C.G.S. es el poise que es igual a una dina seg/cm².



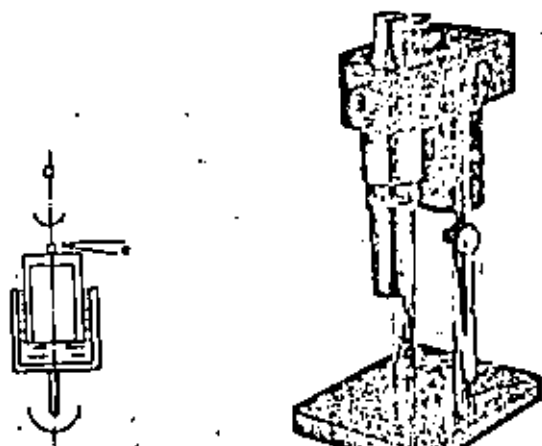


FIG 1.5. Croquis y fotografía del viscosímetro de cilindros coaxiales

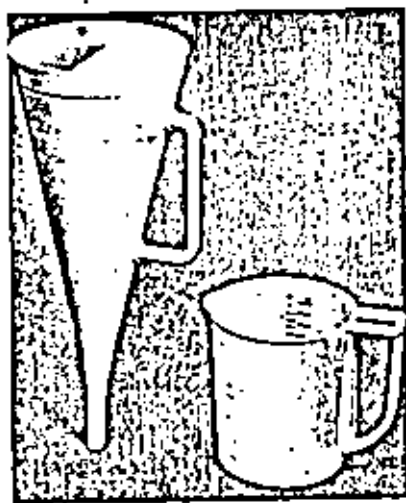


FIG 1.6. Cono Marsh y taza graduada

Conociendo las dimensiones del aparato, la velocidad angular ω , y el momento M se obtiene μ y τ_f .

En el campo se acostumbra utilizar el cono calibrado tipo Marsh (fig 1.6). En estos conos se mide el tiempo en segundos necesario para el vaciado de un volumen determinado. Esta medida depende de la viscosidad, del límite de fluencia y de la densidad de la mezcla. El volumen de lechada comúnmente utilizado es de 1 a 1.5 litros.

La viscosidad aparente de fluidos de las lechadas adecuadas para inyecciones medida en el cono Marsh varía entre 32 y 40 seg.

b) Decantación

La decantación es el sepor de la línea de agua que se forma sobre una suspensión después de la sedimentación de sus partículas sólidas. Este es paración de fases de lugar, sobre todo en fisuras y cavidades horizontales, a un paso por donde pueda circular el agua.

La decantación de la lechada antes de fraguar produce una disminución del contenido del agua de la fase sólida y un aumento de su resistencia. Varía en un intervalo muy amplio, en función de la naturaleza de la lechada y de la granulometría del terrazo.

c) Exprimido

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

Un aparato universalmente empleado para medir el volumen de agua de la mezcla inyectada que se filtra en la roca y el sepor de los sólidos de la mezcla presada resultante es el filtro-prensa (fig 1.7). Se coloca la muestra de lechada en un cilindro provisto de un filtro y se le aplica una presión hasta de 7 kg/cm². El ensayo se realiza bajo presión constante y volumen prefijado. Su duración depende del proporcionamiento de la mezcla y de las características de los materiales constitutivos.

1

2

3

4

5

6

7

El fenómeno que se logra reproducir con el filtro-prensa es el de la inyección de lechadas de cemento, arcilla-cemento y bentonita-cemento en rocas porosas y fisuradas. Los resultados pueden indicar si la granulometría del cemento es adecuada o no.

Si, por ejemplo, el esqueleto del cemento es muy abierto la arcilla se filtra a través del cemento, es decir, aparece una separación de fases. Para el objetivo principal del experimento es el de indagar la reducción de la relación agua-cemento antes del fraguado.

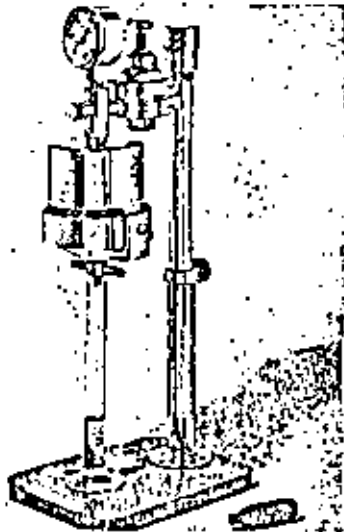


FIG 1.7. Filtro-prensa

d) Tixotropía y reopexia

La tixotropía es un fenómeno que aparece en ciertas suspensiones de arcilla en agua que consiste en el aumento de su viscosidad al disminuir la velocidad de circulación del fluido. El fenómeno inverso se denomina reopexia (fig 1.8).

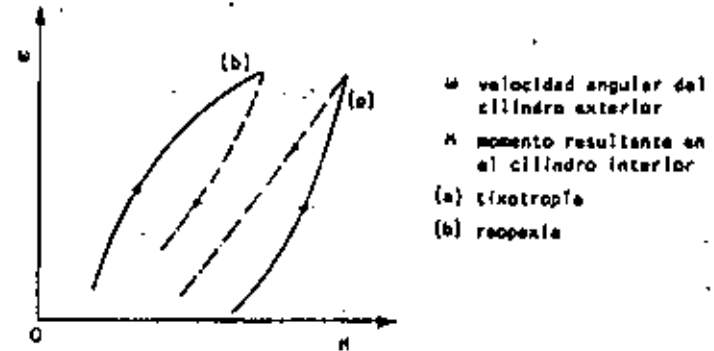


FIG 1.8. Tixotropía y reopexia

La tixotropía y la reopexia de las lechadas son importantes en la inyección de las rocas. La tixotropía permite que a velocidades importantes la lecha de penetre y finalmente al disminuir la velocidad adquiere una viscosidad suficiente para evitar la decantación de los grãos de cemento. La reopexia, por otra parte, puede provocar obstrucciones importantes en las tuberías durante la inyección. Las dos características mencionadas pueden medirse por medio del viscosímetro de cilindros coaxiales.

e) Resistencia a la compresión simple

Las gráficas de resistencia a la compresión simple contra el cociente cemento-agua en peso, de mezclas con diferentes porcentajes de bentonita en peso del cemento (fig 1.9), da únicamente una idea de la resistencia de la lechada impregnada.

El efecto de interacción entre la mezcla y el terreno son predominantes en la resistencia del conjunto.

Esta prueba en mezclas químicas es inútil y poco significativa.

Cuando se prevé una reducción importante de la relación agua-cemento por

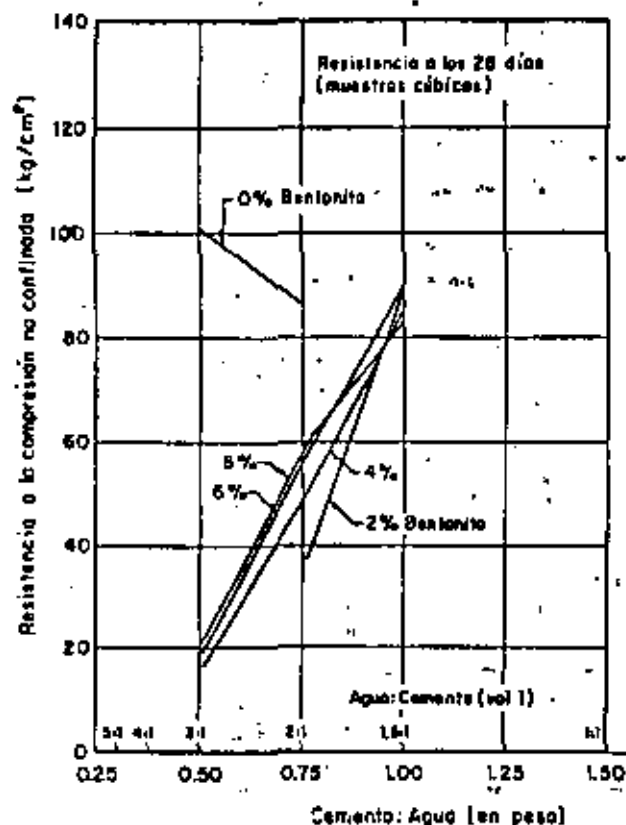


FIG.1.9 Relación experimental entre la resistencia a la compresión no confinada (a los 28 días) y el cociente cemento-agua en peso

efecto de exprimido, la prueba de compresión simple deberá reproducir la condición final de la lechada inyectada, esto es, la condición posterior al exprimido.

5.2.2.3 Tipos de mezclas

a) Mezclas inestables

Una mezcla es inestable si las partículas sólidas en suspensión tienden a

sedimentarse cuando deja de estar agitada o en movimiento. La mezcla inestable típica es la de agua-cemento, que puede ser utilizada en el tratamiento de aceros fibrosos, pero no para la impregnación de materiales incoherentes. Es común también el uso de mortero agua-cemento-arena en el tratamiento de fracturas muy abiertas.

El agua libre separada del material sedimentado varía con el tipo de cemento, con el proporcionamiento de la mezcla y con la velocidad de revoleo del mezclador que puede alcanzar hasta 3 000 rpm.

Para dar una idea de la decantación que se obtiene al variar la relación agua-cemento en una suspensión inestable se presentan los resultados experimentales siguientes, en los que se emplearon 13 diferentes cementos.

CEMENTO/AGUA (en peso)	DECANTACION (%)
1/1	5 a 35
1/2	15 a 40
1/3	32 a 72

En un estudio realizado empleando 18 diferentes cementos franceses, con relación cemento-agua igual a 1/10, se obtuvieron decantaciones del 78 al 92 por ciento, siendo la densidad de los cementos de 1.34 a 2 t/m³ y la resistencia a la compresión de la mezcla, después de 15 días del fraguado, desde casi cero (ausencia de fraguado) hasta 75 kg/cm².

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

$$\text{Diámetro de la abertura} > 15 \text{ veces el diámetro de los sólidos de la mezcla}$$

que expresada en otra forma es:

$$d_2 > 15 d_{s5}$$



donde

e_f espesor de la fibra

D_{85} diámetro tal que el 85% de las partículas sólidas de la mezcla son menores que ese diámetro

Cuando se inyectan suelos aluviales se establece una regla semejante a la empleada en la selección de filtros:

$$D_{15} \text{ aluvión} > 15 D_{85} \text{ mezcla}$$

donde

D_{15} diámetro tal que el 15% de los aluviones son menores que dicho diámetro

D_{85} (arriba descrito)

Otro criterio aplicado en la inyección de aluviones es basa en la fórmula de Kozeny que relaciona la permeabilidad del suelo con la abertura de sus poros:

$$\text{Diámetro máximo de los sólidos en la mezcla} < 2 A R = A \left(\frac{22 \mu k}{n \gamma_s} \right)^{1/2}$$

donde

A coeficiente inferior a 1.0

RA diámetro promedio de los poros de los aluviones

μ viscosidad del fluido a la temperatura de la inyección

k permeabilidad al agua

n porosidad

γ peso específico de la mezcla

g aceleración de la gravedad

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

b) Mezclas estables

Las mezclas estables son las que tienen menos del 5 por ciento de decantación. Existe un extenso número de combinaciones de productos base y aditivos para reducir al mínimo la sedimentación durante las inyecciones.

Cemento-bentonita

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

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

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

$$R = K (C/A - 0.5) \quad (1.4)$$

donde

R resistencia a la compresión simple

C/A relación cemento-agua en peso

K coeficiente que depende del tipo y edad del cemento

En una prueba realizada en el laboratorio de Saltacher resultó para un cemento de 28 días:

$$K = 60 \text{ kg/cm}^2 \quad (1.5)$$

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

$$R = K (C/A)^n \quad (1.6)$$

donde K varía entre 5 y 130 kg/cm² (a los 28 días) y el coeficiente n sum-



que también variable puede considerarse de acuerdo con la tabla siguiente:

C/A (en peso)	n
0.2 a 0.4	1 a 2
0.4 a 1.0	2 a 1.5

Para impermeabilizar con arcillas lechadas con una relación C/A de 0.4 a 1.2.

La dosificación de bentonita para tener una mezcla estable y reológicamente adecuada varía del 2 al 8%, dependiendo más de la calidad de la combinación que de la de los elementos por separado. Al disminuir la relación C/A aumenta la dosificación necesaria de bentonita.

En inyecciones de consolidación se emplea una relación C/A comprendida entre el 0.5 y 1.2 su peso, sin embargo, debido al fenómeno del exprimido (véase 3.2.2.7c) se pueden obtener resultados análogos con menor cantidad de cemento.

Tanto las pruebas de laboratorio como las observaciones de campo han mostrado que el fenómeno del exprimido es importante. En el laboratorio se han medido reducciones del volumen inicial del 30 al 55%.

Cemento-arcilla

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

Para una relación cemento-agua dada (no se base en la resistencia prevista) la cantidad de arcilla requerida para obtener una lechada reológicamente satisfactoria depende de manera importante de la propia calidad de la arcilla.

La cantidad de la arcilla seca será menor a mayor límite líquido (50 a 150 por ciento) y será mayor la eficiencia de la dispersión e hidratación de la arcilla antes de añadir el cemento.

Para una relación cemento-agua dada, la cantidad de arcilla será generalmente mayor que la de bentonita para obtener una mezcla estable e inyectable.

y siendo más económica, se puede utilizar en el caso de conques fuertes (rocas heteroclasadas, por ejemplo).

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

$$R = 100.0 (C/A - 0.25) \quad (1.7)$$

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

La relación entre la proporción C/A y R expresada por la ec 1.7 y otras más son únicamente orientadoras. Siempre es necesario experimentar con los productos disponibles y tener presente el efecto del exprimido.

c) Productos químicos

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

- las gomas de silicato de sodio y reactivo
- las resinas orgánicas del tipo del A.M. 9.

Gomas de silicato de sodio

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

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



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

(I.8)

donde

- t tiempo de fraguado del gel
- e base de los logaritmos naturales
- k constante que depende de la concentración del silicato, dada por el cociente $\frac{SiO_2}{Na_2O}$ en peso, y de su temperatura
- C concentración del reactivo en solución normal de silicato

La fig 1.10 muestra un ejemplo de la relación anterior cuando varía la concentración del reactivo contenido.

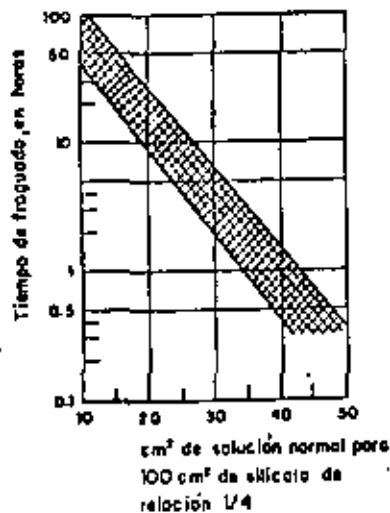


FIG 1.10. Variación del tiempo de fraguado de los gales en función del porcentaje de reactivos contenido

En caso de que la temperatura aumenta, el tiempo de gelificación disminuye en la mitad para cada 10°C de aumento (fig 1.11).

Es importante verificar en el laboratorio, que los gales utilizados para las inyecciones de impermeabilización no van a ser deslavados por las aguas de

filtración. Este dato se obtiene mediante pruebas de permeabilidad. Se ha comprobado que los gales menos sensibles al deslave son los que constan de aluminato de sodio ($Al_2O_3 \cdot Na_2O$) e el ácido fosfórico (PO_4H_3) como reactivos.

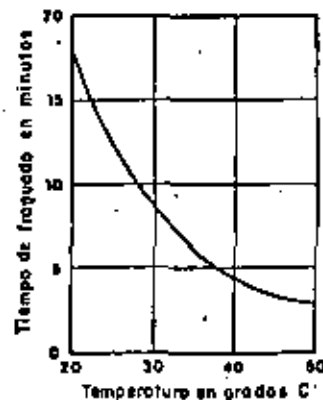


FIG 1.11. Influencia de la temperatura en el tiempo de fraguado

Resinas orgánicas del tipo AM9

Las resinas orgánicas se gelifican al cabo de un cierto tiempo convirtiéndose en un sólido más o menos resistente. Existe una gran variedad de estas resinas que pueden ser convenientes. Una de las conocidas en las aplicaciones prácticas es la acrilamida o AM9 que se obtiene de la hidratación del grupo nitrilo del ácido cianhídrico.

El AM9 se emplea diluyéndolo en agua. La concentración que se emplea varía del 3 al 10%, con la cual se alcanza una viscosidad de 3 a 4 centipoises, es decir, una viscosidad apenas mayor que la del agua. Esta es una gran ventaja porque, en tanto que no se produce la gelificación, el AM9 puede penetrar por todos los lugares donde el agua puede circular. Otra ventaja es que esta viscosidad permanece constante hasta el momento de la gelificación.





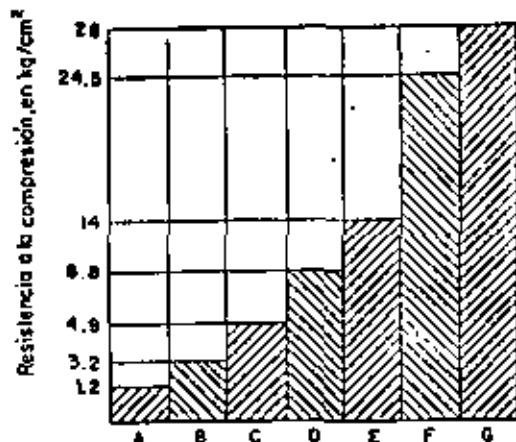


FIG I.12. Resistencia a la compresión de varias mezclas

A Lignosulfito de cromo al 17% E Silicato al 50%
 B Lignosulfito de cromo al 25% F Silicato al 60%
 C Acrilamida al 10% G Cemento (modificado con cal)
 D Silicato al 40%

El comportamiento de la bentonita, por ejemplo, es totalmente diferente según se utilice inmediatamente después de diluida o se espere varios días. En este último caso todas las partículas tienen tiempo de saturarse por completo. El producto final es más cohesivo que con una rápida impregnación de agua.

Las mezclas estables cemento-bentonita deben ser preparadas en mezcladoras de alta velocidad (turbomezcladoras) poniendo en ellas una mezcla primaria de bentonita, después el agua adicional, si es necesaria, después el cemento y, si tiene que agregarse silicato a la mezcla, puede ser al final cuando la mezcla bentonita-cemento termina de ser mezclada. La adición de silicato puede también hacerse al principio con el agua para provocar una mayor dilución de este reactivo y hacer que el tiempo de fraguado sea un poco más lento. El tiempo normal de mezclado en los turbomezcladoras es de aproximadamente dos minutos después de que el cemento ha sido completamente vaciado en la mezcla de bentonita. Si es necesario agregar silicato al final

debe mezclarse durante un minuto adicional. La mezcla primaria de bentonita debe almacenarse cuando menos doce horas para su hidratación.

Cuando la mezcla contiene a la vez arcilla y arena, es conveniente añadirlas simultáneamente, ya que la arcilla sola tiene la tendencia a formar grumos resistentes y difíciles de dispersar, que cuando se añaden juntos no se producen.

b) Equipo

Dosificadoras

Las dosificadoras se emplean para pesar el cemento antes de vaciarlo a las mezcladoras, en la misma forma en que se hace en las plantas automáticas de cemento para presas.

Están constituidas por una balanza automática que es alimentada con cemento por medio de un tornillo "sin fin" que se detiene automáticamente cuando se alcanza el peso requerido.

Una dosificación puede alimentar varias mezcladoras ya que el tiempo utilizado para pesar el cemento es más corto que el tiempo necesario para llenar una mezcladora y mezclar la lechada. Esto permite ajustar la cantidad de cemento de la mezcla de acuerdo con la capacidad de cada mezcladora, si se tienen mezcladoras de tipos diferentes.

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

La dosificación del agua y de la mezcla primaria de agua y bentonita puede automatizarse fácilmente usando válvulas eléctricas.



Mezcladoras

Una de las mezcladoras más simples consiste en un tanque cilíndrico de aproximadamente 200 lt de capacidad provisto de un agitador con espas que giran lentamente (fig 1.13).

Otra mezcladora más moderna está provista de una bomba centrífuga de alta velocidad que produce el mezclado, recirculando la mezcla en el tanque cuya capacidad es de aproximadamente 150 lt (fig 1.14).

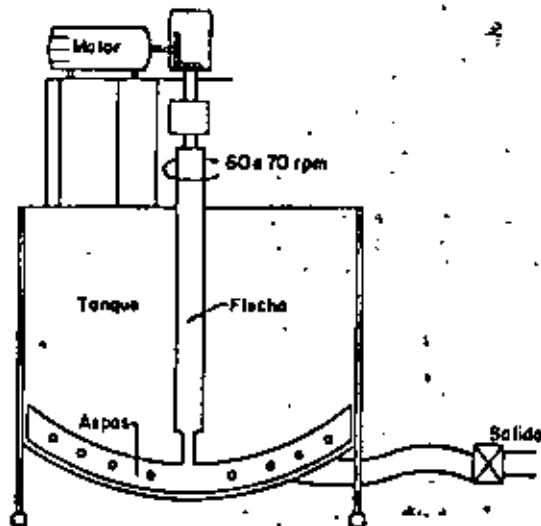


FIG 1.13. Agitador normal

Aparato Johnny

El Johnny es un dispositivo intermedio entre las mezcladoras y las bombas

3.3.23

de tal manera que pueda desempeñar las funciones de ambos (fig 1.14). La penetración de aire comprimido por la parte inferior del recipiente asegura la agitación del mortero que una vez curada la capa puede inyectarse a presión. Debe evitarse inyectar aire al terrazo porque queda atrapado entre lechadas sucesivas e impide una impregnación correcta.

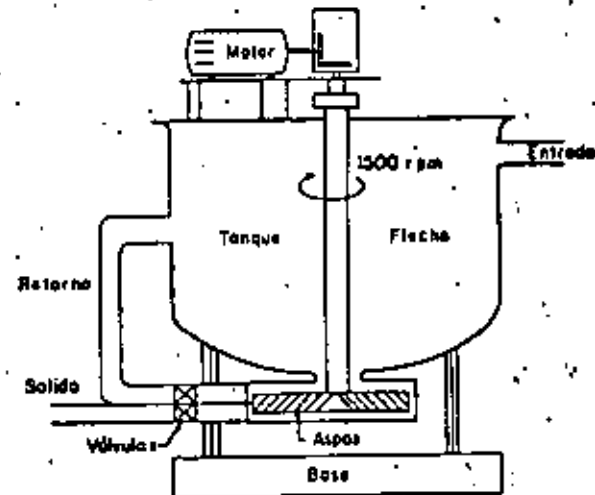
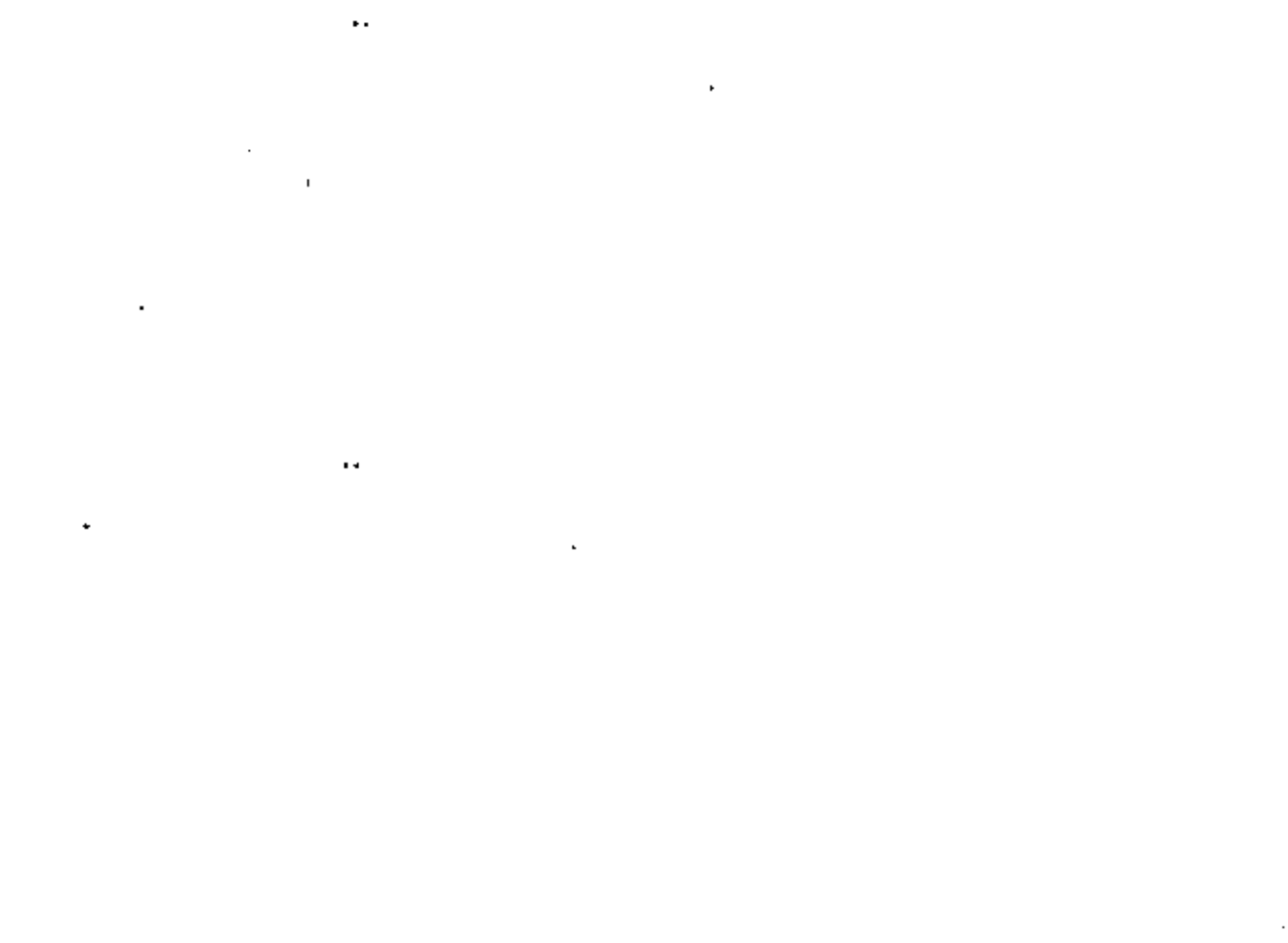


FIG 1.14. Turbomezcladora

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

3.3.24



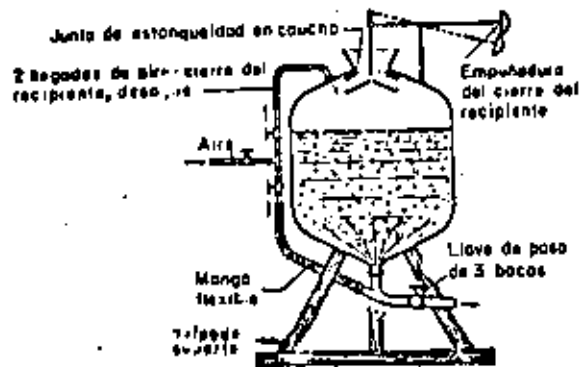


FIG 3.15. Aparato tipo Johnny

a) Central de inyección

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

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

- confiabilidad en el ciclo de preparación de la lechada de tal manera que sus características de viscosidad y peso específico no se alejen de las prefijadas.
- procedencia de inyección programable en función de la cantidad de lechada a inyectar y de la presión máxima que debe alcanzarse.
- protección contra la eventual toxicidad de los alimentos constitutivos de la mezcla o de la mezcla misma.
- protección ecológica en relación con la inyección de productos químicos

3.3.25

que son o pueden convertirse en cónicos. La protección del ambiente debe ser garantizada mediante el control riguroso de la difusión del producto inyectado de tal modo que no se inyecte fuera de la zona de tratamiento y que todos los lodos provenientes del trabajo sean correctamente liberados antes de su descarga.

Estos objetivos pueden lograrse mediante la automatización de cada una de las partes de la instalación, asignando a la central de inyección solamente funciones de control y de intervención inmediata.

3.2.2.3 Observaciones en el Cu

Con el objeto de conocer la penetrabilidad, trayectoria e impregnación de las lechadas inyectadas deben realizarse observaciones desde excavaciones (pozos a cielo abierto, trincheras y socavones) en terrenos previamente inyectados. Las inyecciones con esta finalidad se hacen en ocasiones con materiales colorantes.

3.2.3 INYECCION DE ROCAS FISURADAS

3.2.3.1 Método de inyección

De acuerdo con el grado de fisuración del macizo rocoso, con el programa de trabajo de la obra en particular y al nivel de estanqueidad que se desea alcanzar existen cuatro métodos de inyección:

a) Sello completo

Adecuado cuando la abertura de las fisuras de la roca es prácticamente uniforme. La inyección se efectúa después de terminar la perforación de un tramo terreno. El tramo inyectado queda comprendido entre el fondo de la perforación y un obturador^a emplazado cerca de la superficie. Este método tiene la desventaja de que las partículas afiladas de la lechada se van acumulando hasta obstruir la perforación en vez de introducirse a las fisuras. Este fenómeno se manifiesta ya desde que los tramos tienen 10 m de longitud. Además

^a Los obturadores empleados se describen en el inciso 3.2.3.5c.



más cuando las fisuras tienen aberturas desiguales toda la lechada penetra en las de mayor abertura. Si se hace la lechada más espesa para que este fenómeno no se produzca, se taponan las estradas de las fisuras finas, impidiendo la penetración de la lechada.

Otras desventajas de este método son que únicamente es posible aplicar una sola presión que, por lo general, tiene que ser baja para evitar resurgencias y que no es posible ajustar la dosificación de la lechada a la calidad del macizo.

Por otra parte, el método del sonda completo tiene la ventaja económica de poder emplear el equipo de perforación en otro punto, mientras se inyerta en la perforación ya terminada. Pero las desventajas, desde un punto de vista técnico, son suficientes para eliminar casi siempre este método.

b) Tramos de regreso

Es similar al anterior ya que se inyerta después de completar la perforación de todo el sonda. La diferencia es que la inyección se hace por tramos (de 5 m usualmente), comenzando en el fondo de la perforación. La parte superior del tramo queda aislada por un obturador que se desplaza hacia la boca.

Además de la ventaja económica de poder emplear el equipo de perforación independientemente que el de inyección, este método tiene la ventaja de ajustar la lechada y las presiones aplicadas de acuerdo a las características del tramo por inyectar.

Este método no debe emplearse cuando el macizo está muy fisurado porque la lechada "puentea" al obturador y circula de regreso hacia el exterior atrapando la sonda en el interior de la perforación. El riesgo de que la sonda quede atrapada es menor y la efectividad del tratamiento mayor, cuando las lechadas son estables.

c) Tramos de avance

Esta es la técnica de inyectar a medida que avanza la perforación, es decir,

3.5.37

se inyerta un tramo y se respiera, se perfora un nuevo tramo y se inyerta colocando el empuje al fondo del tramo previo. Es el método más costoso pero es el que puede emplearse en macizos rotos de mala calidad en los que no es posible lograr que el obturador no sea "puenteado".

Este método presenta además las ventajas de que no es necesario perfilar la profundidad de inyección y que se pueden adaptar las lechadas y las presiones de inyección a las condiciones geológicas del tramo perforado. Otra ventaja de este método es que debido al tratamiento previo de la parte superior del terreno pueden aplicarse presiones más altas en los tramos inferiores sin dañar la estructura superficial. Además, con este método queda eliminado el "puenteo" del obturador.

d) Solución mixta

Consiste en inyectar por tramos de avance los primeros tramos donde el material puede estar más fisurado y después efectuar por tramos de regreso la parte inferior de la perforación. Esta solución mixta combina las ventajas, tanto de la inyección en tramos de avance en medios muy fisurados cercanos a la superficie del terreno con la ventaja económica del procedimiento de tramos de regreso en la parte profunda de la perforación.

3.2.3.2 Arreglo y orientación de las perforaciones

A mayor fisuración mayor puede ser la separación de los taladros e inversamente. Esto se debe a la mejor penetración a través de fisuras grandes y numerosas. Por otra parte, para lograr una pantalla impermeable continua y mayor separación de los barrenos mayor cantidad de mortero será necesario inyectar. Es por esto que es preciso determinar el volumen de mortero y la longitud de barrenación que representan el costo mínimo.

También la magnitud de la presión de rechazo puede hacer intervenir en la determinación de la separación de las perforaciones pero el problema se complica porque a mayor separación es necesaria mayor presión de rechazo. La solución teórica es prácticamente imposible. La determinación de la separa

3.5.38



ción óptima mediante ensayos de campo es factible pero tardada y costosa. Sin embargo, el procedimiento del cierre por etapas permite fijar la separación de los taladros de una manera empírica. El método del cierre por etapas para constituir una pantalla impermeable consiste en inyectar una primera etapa de perforaciones en líneas rectas con una separación determinada, 24 m por ejemplo, después una segunda etapa de inyección en posiciones intermedias quedando, a 17 m de distancia de las de la primera etapa, luego una tercera etapa en los puntos medios del espaciamiento entre las perforaciones de las primeras dos etapas, y así sucesivamente hasta que los consumos sean insignificantes.

Cuando el macizo está muy fracturado para lograr una barrera impermeable pueden ser necesarias tres líneas de perforaciones. Las dos extremas se inyectan inicialmente y finalmente se realiza la línea central en la que pueden aplicarse mayores presiones debido a que está confinada por las dos primeras. Con frecuencia, las pantallas impermeables en roca se realizan desde galerías que se excavan con ese propósito. La separación entre las filas de perforaciones desde las galerías sólo pueden realizarse a diferentes inclinaciones y hacia aguas abajo (caso de presas). La separación que corresponde a taladros paralelos se debe dar en los extremos de estos barrenos, de tal modo que su densidad en la proximidad de la galería es considerable. Esto no es muy importante en cuanto al volumen de lechada absorbida porque alrededor de la galería después de inyectar los primeros barrenos los subsiguientes casi no tienen absorción. Generalmente se efectúa una sola fila de perforaciones, solamente en casos particulares, por ejemplo en la cimentación de presas de altura excepcional se realizan varias filas, en este caso la separación entre filas será radial.

El método del cierre progresivo o por etapas en el tratamiento en forma de tapete se realiza mediante cuadrículas de barrenos como la de la fig 1.16 por ejemplo, en la que los barrenos de la segunda etapa quedan confinados en los de la primera y finalmente si es necesario se realiza una tercera etapa cuyos barrenos quedan entre los de la primera y segunda.

Después de tres etapas se procede a la perforación e inyección de barrenos adicionales en las zonas de alto consumo. Se pueden realizar perforaciones con cualquier inclinación e incluso de abajo hacia arriba pero de una longitud limitada excepcionalmente a más de 50 m. Se sabe que en barrenaciones a retación la desviación puede ser del 2 al 3 por ciento y bastante mayor con otros sistemas de perforación. En consecuencia, las galerías para inyección generalmente tienen por objeto reducir la longitud de las perforaciones de manera que no sobrepasen una longitud entre 80 y 100 m. Pero bajo el nivel del río es perfectamente posible tratar la roca a una profundidad mayor, en algunos casos a más de 200 m y la eficacia se garantiza por las presiones mayores empleadas a mayor profundidad.

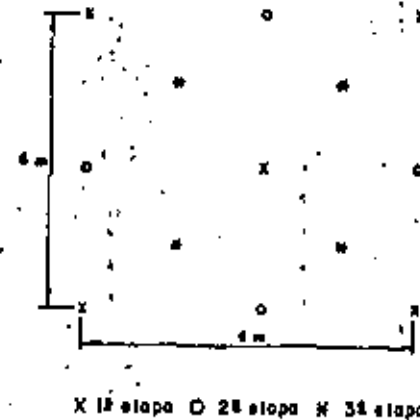


FIG 1.16. Ejemplo de tapete de inyección en superficies horizontales

5.2.3.3 Diámetro de las perforaciones

Para evitar la decantación de los sólidos dentro de la perforación que tapa las fisuras de la parte inferior del barreno, deben emplearse diámetros pequeños que obligan a inyectar a altas presiones. Estas presiones altas no son más que aparentes ya que a unos centímetros de las paredes de la perforación la presión en las fisuras es mucho menor.

Por otra parte, si se utilizan lechadas estables de decantación disminuirá notablemente y un diámetro mayor en la perforación, económicamente permisible, será más eficiente debido a que será mayor la superficie de penetración de la lechada y mayor el número de fisuras atravesadas.

5.2.3.4 Equipo de perforación

Son dos los tipos de máquinas de perforación más utilizados: el de percusión y el de rotación. Dentro de las máquinas de percusión se incluyen las de rotoperforación que combinan percusión y rotación. Estas últimas son las más utilizadas actualmente.

Las máquinas de percusión perforan con martillo neumático. Existen máquinas en las que la acción del martillo se comunica a la broca por medio de la tubería de perforación, otras, cuentan con martillo de fondo y la acción se aplica directamente a la broca. En algunas máquinas (tipo HBS) los recortes son eliminados mediante el aire y el agua de perforación, en otras (tipo Stovick), únicamente con aire.

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

El rendimiento de las máquinas de percusión es mayor que el de las de rotación.

Existen desventajas al perforar con cualquiera de estos tipos de máquinas: en las de rotación los recortes son muy finos y pueden tapar las fisuras finas al penetrar con el agua de lavado de los barrenos; y en las de percusión, aunque los recortes son más gruesos, pueden introducirse en las fisuras debido a la presión del aire de perforación o con el agua del lavado de los barrenos.

Los estudios comparativos de la eficiencia de la inyección efectuados con ambas máquinas no llegan a ser concluyentes, sin embargo, por su bajo costo

de operación y su mayor rendimiento las máquinas de percusión se recomiendan para la perforación de barrenos de inyección.

5.2.3.5 Equipo de inyección

a) Bombas

Las bombas más empleadas actualmente son las de pistones, las centrifugas no se utilizan nunca, debido a que son máquinas delicadas para inyectar lechadas y no permiten aplicar presiones altas.

Entre las bombas de pistones la de dos ejes en oposición es la que más se utiliza en inyecciones debido a que permiten aplicar presiones de 100 kg/cm^2 o más con gastos máximos del orden de un litro por segundo. Algunos inyectores son de mayor gasto pero ello pueden emplearse con cuidado ya que pueden producir returas y diazamientos en el terrazo.

Los pistones son movidos por un gato hidráulico. La presión y el flujo de aceite que accionan al gato hidráulico pueden ser regulados para ajustar la presión y la descarga del pistón de la bomba. Por tanto, es posible regular con precisión la presión de inyección y el flujo de la mezcla.

Una válvula ajustable de alivio permite que la presión del circuito hidráulico sea limitada a cualquier presión deseada de modo que la presión de inyección esté limitada también. La bomba se detendrá automáticamente cuando la presión de inyección alcance el valor límite. Debe acoplarse una cámara de aire en la línea de inyección, después de la bomba, para amortiguar la gran fluctuación de presión en cada movimiento del pistón.

44

45

46

47

48

49

50

51

La mayor parte de estos inyectorés pueden ser operados con masillas que contienen arena en suspensión, con la condición que los granos más gruesos no excedan 0.3 a 1.0 mm, aunque algunos pueden admitir granos más gruesos. El desgaste por abrasión se atenúa en lechadas que contienen arena.

Otro tipo de bombas que alimentan volúmenes grandes de lechada a presiones bajas es la bomba de rotor (tipo Moyno).

b) Manómetros registradores

Son aparatos que permiten obtener una gráfica de las presiones aplicadas durante la inyección. De esa manera puede verificarse el comportamiento tanto del terreno como de las operaciones de inyección.

c) Obturadores

En los métodos de sonda completa y trampa de avance el tubo de inyección se fija mediante un obturador en el extremo cerrado al brocal del tramo por inyectar. En el método de tramos de regramo se necesita aislar el tramo por inyectar por medio de dos obturadores.

Estos obturadores son los mismos que se utilizan en las pruebas de permeabilidad (cap 3.3.4, inciso 4.2.4.1, tomo III). Pueden ser de copas de cuero o de varias rondanas de hule que al ser comprimidas se dilatan sellando la perforación o pueden ser neumáticos que consisten en una cámara de hule que al inflarse se comprime contra la pared de la perforación (fig 1.17). Los de copas de cuero se emplean en perforaciones de paredes lisas y perfectamente cilíndricas y se deterioran pronto durante la recuperación, debido al giro que se les impone. Los de rondanas de hule funcionan satisfactoriamente aunque su colocación es lenta. Los neumáticos se ajustan a cualquier tipo de perforación, pero su colocación a profundidad es delicada y pueden atascarse en las fisuras que se cierran al eliminar la presión.

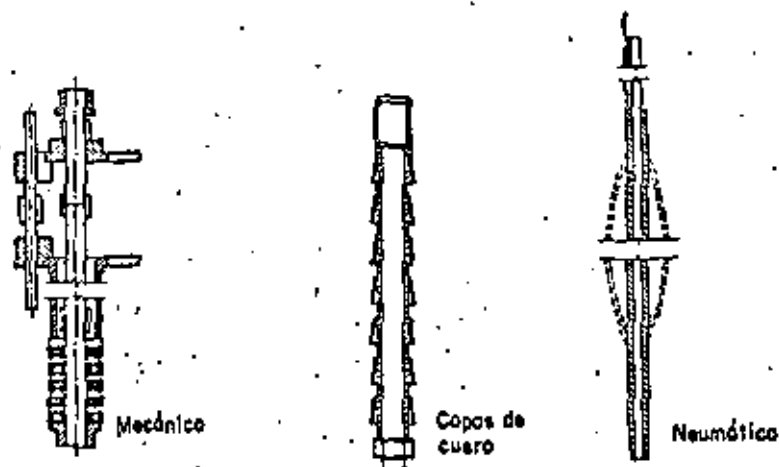


FIG 1.17 Principales tipos de obturadores

3.2.3.6 Procedimiento de inyección

a) Presiones admisibles y consumo

La presión de inyección debe determinarse cuidadosamente debido a que, si es excesiva, puede fisurar la roca o ampliar las fisuras existentes, de tal forma que en el mejor de los casos el daño implica la utilización de una cantidad antieconómica de lechada o puede resultar un daño peor como el debilitamiento permanente de la roca o el incremento de la permeabilidad. Por otro lado, si la presión es baja la lechada no penetra adecuadamente.

Algunos autores proponen presiones por lo menos iguales al peso del material suprayacente al fondo de la perforación, pero pueden ser mayores si la roca es masiva, la lechada muy viscosa y cuando la perforación ya fue



inyectada previamente. En algunas preses italianas se han aplicado presiones de inyección cuatro veces mayores que la presión del material suprayacente.

Las presiones de inyección, únicamente pueden evaluarse analizando detalladamente los registros de inyección y no es posible elaborar especificaciones que puedan adaptarse a todas las condiciones geológicas, de esfuerzos internos y de agua subterránea que pueden encontrarse en los trabajos de Ingeniería Civil.

En Europa se acostumbra aplicar presiones de inyección de 1 kg/cm^2 por metro de profundidad. En Estados Unidos y en la mayor parte de los países de América del Sur las presiones se limitan a 0.25 kg/cm^2 (aprox. 1 lb/pulg^2 por pie de profundidad). Las presiones bajas son recomendables en rocas poco resistentes como rocas estratificadas o con juntas de tensión paralelas a la superficie del talco. En estas condiciones la presión de inyección debe limitarse a $1/3 \text{ kg/cm}^2$ por metros poca profundidad y a $1/2$ o $2/3 \text{ kg/cm}^2$ a profundidades mayores de 10 o 15 m.

En Estados Unidos se emplean bombas de inyección con gasto igual a varios centenares de litros por minuto y alimentan tanto a una línea de retorno como a la boca de la perforación (fig 1.18). La lechada que llega a la perforación está, desde luego, fuera del circuito a presión establecido. La circulación de lechada se realiza para evitar la sedimentación en el dispositivo de inyección pero no en la perforación.

La técnica europea emplea una bomba de inyección de capacidad reducida (100 lt/min como máximo) y está conectada directamente con la perforación que se inyecta empleando un obturador situado a la altura del tramo inyectado (fig 1.19). No se requiere línea de retorno porque se emplean lechadas estables y no hay sedimentación ni reposamiento.

La técnica europea parece ofrecer mejor control y calidad en la inyección

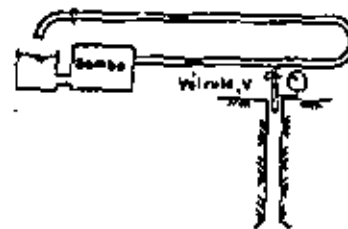


FIG 1.18 Dispositivo norteamericano de inyección

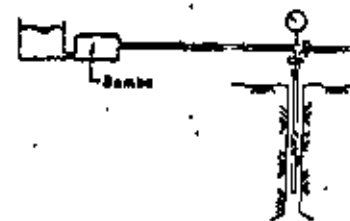


FIG 1.19 Dispositivo europeo de inyección

debido al empleo de bombas de inyección más especializadas, lechadas estables y una línea directa de inyección.

A continuación se presentan algunas características más de la técnica europea.

Se llama presión de rechazo a la presión límite que se fija de antemano, esta presión solo debe ser alcanzada cuando casi no hay flujo de lechada en el barreno. Es peligroso inyectar un caudal grande a niveles altos de presión de rechazo, especialmente en rocas con estratos o juntas paralelas a la superficie del terreno y a menos de 15 m de profundidad. Para conseguir un buen tratamiento es necesario aplicar una presión tan alta como sea posible, pero tal presión, como se dijo anteriormente, puede ser perjudicial si una gran cantidad de lechada es inyectada bajo esta presión. Esto es una de las partes más delicadas de la inyección.

El principio de la inyección, en un tramo dado, el flujo estará en función de la presión aplicada. Esta presión debe ser tal que la lechada fluya. Por ejemplo, en un tramo donde la presión de rechazo sea de 10 kg/cm^2 , un

flujo de 100 litros por minuto, aplicando una presión de 1 o 2 kg/cm², es "razonable". En cambio si se inyecta a 5 kg/cm² no es razonable y si se inyecta a 10 kg/cm² es totalmente irrazonable.

El principio es el siguiente: aumentar la presión gradualmente para "sentir" el comportamiento del terreno; si el consumo es de 60 litros o más, mantener la presión baja, por ejemplo, a un tercio de la presión de rechazo; si el consumo es bajo, menor a 70 litros por minuto, aumentar gradualmente la presión.

Normalmente, a medida que la inyección progresa, la presión aumenta y el flujo disminuye hasta alcanzar la presión de rechazo prácticamente sin flujo.

Cuando la presión permanece baja con absorción alta de lechada, mostrando que se está inyectando una gran figura o una cavidad grande, la mezcla deberá ser cambiada por otra de relación cemento-agua más alta, para aumentar su resistencia.

b) Resurgencias

Pueden reducirse o eliminarse tapándolas con cuñas de madera, papel o cualquier material obturador. Cuando este procedimiento es ineficaz, se añaden acelerantes (reactivos químicos) a la lechada o se suspende la operación de inyectado para dar tiempo a que fragüe el mortero ya inyectado. Se pueden utilizar algunos productos especialmente desarrollados para esto, como emulsiones de resina acrílica y asfalto y espuma de poliuretano, que permiten una expansión de treinta veces el volumen inicial al reaccionar con el agua. Cuando se inyecta sin cuidado las resurgencias pueden manifestarse a mucha distancia. Se conoce un ejemplo en el cual, inyectando la margen derecha en el apoyo de una cortina, la lechada apareció en la margen izquierda a 800 m de distancia.

c) Aspectos particulares

Lavado previo de cavidades

Antes de efectuar una inyección superficial de consolidación deben lavarse las cavidades rellenas de arcilla, arena fina u otros productos provenientes de la alteración de las rocas o de la circulación del agua subterránea.

El lavado previo se realiza inyectando dentro de una perforación agua y aire comprimido en forma alternada y en varios ciclos. La salida debe darse a unas metros de distancia de la perforación, intercambiando los bucnos de inyección con los de salida. En ocasiones pueda ser conveniente añadir al agua algún producto químico para deflocular las arcillas.

En inyecciones para impermeabilización, el lavado previo de discontinuidades pequeñas no es recomendable. Se sabe en primer lugar, que la resistencia al desdoblamiento de una junta rellena totalmente es casi siempre suficiente aunque la resistencia a la compresión simple de la mezcla o del material de relleno sea baja. Como consecuencia, es inútil o casi inútil limpiar las figuras rellenas de arcilla, ya que, independientemente del procedimiento, lograr su limpieza es una tarea difícil y a veces imposible, y, además, aunque las juntas no estén limpias, si el relleno es total, la permeabilidad residual y el riesgo de desdoblamiento serán bajos.

Inyección de capas superficiales

La inyección de las capas superficiales del terreno, que comúnmente se encuentran alteradas o afectadas por los procedimientos de excavación, es una operación difícil por las resurgencias y la deformación o movimiento de la superficie que puedan producirse. En las cimentaciones de presas es generalmente conveniente no inyectar hasta que el espesor de la cortina tenga 5 m por lo menos. Esto no impide que pueda efectuarse la inyección de las capas a profundidades mayores de 10 a 20 m. En construcciones más livianas debe inyectarse con presiones que no produzcan deformaciones o fisuras peligrosas en el terreno. Esto se puede lograr si se inyecta con cuidado, limitando

la prueba de inyección cuando hay consumos importantes y únicamente aplicar presiones elevadas cuando la absorción es reducida. Este modo de inyectar se puede usar en tratamiento de capote y en tramos superficiales de pantalla impermeable en cimentaciones de presas.

Inyección desde galerías

Las galerías de inyección pueden tener cualquier inclinación, incluso, ser verticales. Salvo en el caso de roca de muy buena calidad, es necesario que estén revestidas para evitar resurgencias. El revestimiento debe ser calculado para resistir las presiones hidráulicas que voyen a actuar durante su vida útil y resistir también las presiones de inyección.

Roca con permeabilidad matricial

Quando la permeabilidad total es la suma de la permeabilidad de la parte más sana de la roca (en areniscas y tobas permeables por ejemplo) y de la parte fisurada del macizo, puede inyectarse inicialmente un gel de sílice resistente al deslave con el objeto de disminuir la filtración del agua de la lechada a través de la matriz porosa de la roca y obligar así, la penetración dentro de las fisuras. Este método se llama silicización previa.

3.2.6 INYECCIÓN DE MEDIOS POROSOS O GRANULARES

3.2.6.1 Método de inyección

a) Tubo de manguitos

Este procedimiento consiste en introducir a través de los agujeros de un tubo de P.V.C. de 50 a 60 mm de diámetro (fig 1.20) perforados a distancias iguales. Este tubo se introduce después de haber limpiado la perforación en toda su profundidad. Los agujeros están cubiertos por un trozo de tubo de hule que funciona como válvula y que se denomina manguito. Así la lechada puede salir del tubo, pero no puede volver a entrar y definitivamente no puede volver a emplear la misma perforación para otra inyección.

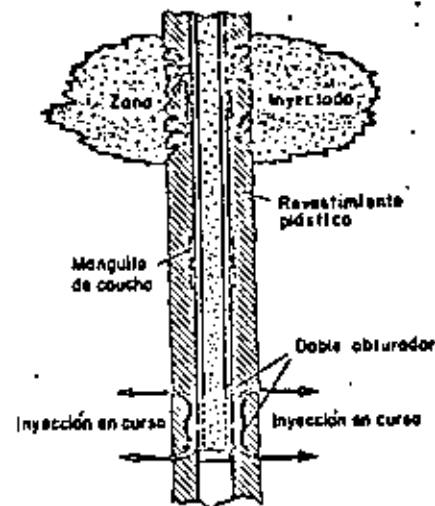


FIG 1.20 Inyección con un tubo de manguitos

Durante la extracción del tubo de adema, el espacio anular comprendido entre las paredes de la perforación y el tubo de manguitos se rellena con una lechada de cemento y arcilla. La dosificación de esa lechada es tal que al fraguar se convierte en un material plástico con una resistencia a la compresión simple pequeña que será fácil de agrietar al momento de la inyección.

Para inyectar el terreno, la lechada del espacio anular ya fraguada tiene que agrietarse en las juntas de los manguitos. Esta operación se logra inyectando agua o lechada de inyección a presión, a partir de un tubo de P.V.C., provisto de dos obturadores (fig 1.20), que se desplace en el interior del tubo de manguitos.



El agristamiento de la lechada del espacio anular necesita una presión más fuerte que la presión de inyección del terreno para ser una sobrepresión transitoria que necesite solamente unos golpes de bombeo.

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

La inyección se efectúa después de la rotura de la lechada del espacio anular, utilizando también el tubo de doble obturador a la altura de cada manguito. Mediante este dispositivo, es posible inyectar capas profundas y comenzar por cualquier punto, superando las operaciones de perforación e inyección. El procedimiento permite ajustar al tipo de lechada a la granulometría de cada estrato y también comenzar con los estratos más permeables.

A pesar de la preparación que requiera este sistema de inyección, es de un costo aceptable y de todos modos no existe actualmente otra solución práctica para este tipo de tratamiento.

Debe tomarse en cuenta que la deformación que sufre el terreno por la inyección en perforaciones cercanas flexionan el tubo de manguitos y en ocasiones impiden el desplazamiento del obturador en su interior. La rotura de estos tubos no es rara, a pesar de que son flexibles.

3.2.4.2 Arreglo y orientación de las perforaciones

En algunas secciones es difícil lograr una pantalla impermeable con una sola fila de barrenos. Las distancias comunes entre perforaciones es de 3 a 5 m y entre filas de 1 a 3 m. En el esquema de la fig 1.21 se presenta el orden en que se llevan a cabo las hileras de inyecciones. La fila 3 sólo se realiza

cuando es necesaria y se hace entre las dos primeras para control de la inyección y para alcanzar mayor impermeabilización ya que los radios de inyección pueden ser menores y pueden emplearse mayores presiones de inyección. En ocasiones, son necesarias varias filas de perforaciones de inyección.

En terrenos poco permeables se recomienda menor espaciamiento entre perforaciones.

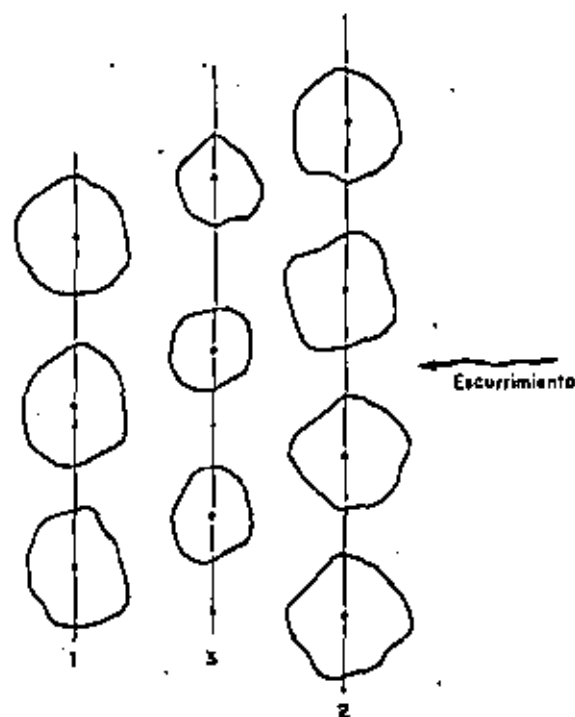


FIG 1.21 Presentación esquemática de la técnica de inyección con tres líneas

En aluviones es difícil perforar con inclinaciones mayores al 30 o 40 por ciento. Es también difícil de perforar a percusión agujeros verticales sin desviación. Sin embargo, para pantallas impermeables, son más confiables los barrenos verticales.

5.2.4.1 Diámetro de las perforaciones

Así como para inyectar lechadas inestables en rocas fisuradas son convenientes las perforaciones de diámetro reducido, a fin de reducir la sedimentación del cemento, la inyección de masclas estables en aluviones deja total libertad de selección del diámetro de la perforación y solamente debe tomarse en cuenta el aspecto económico.

5.2.4.4 Equipo de perforación

Los aluviones son perforados generalmente a percusión, introduciendo un adema. Cuando la profundidad es de varias decenas de metros la perforación por rotación puede ser más conveniente.

La perforación por rotación se hace de diámetro relativamente grande, inyectando posteriormente con el tubo de manguitos.

5.2.4.5 Equipo de inyección

Es el mismo descrito en el inciso 5.2.3.3.

5.2.4.6 Procedimiento de inyección

a) Presiones admisibles y consumo

Se aplican los mismos criterios y el procedimiento descritos en los incisos 5.2.3.6 y 5.2.4.1(a).

b) Resurgencias

Las resurgencias al inyectar arenas y gravas se producen cuando las profun-

didades de inyección son menores de 5 a 8 m. Suelen aparecer cerca de los barrenos de inyección y a veces alojadas hasta 40 m o más.

Pueden detenerse interrumpiendo la inyección hasta que el mortero inyectado fragüe. Conviene continuar la inyección con un mortero de fraguado rápido que expulsa el mortero débil y luego fragüe. Si no se opera en esta forma se corre el riesgo de tener nuevas resurgencias al inyectar los tramos adyacentes.

5.2.5 CONTROL DEL TRATAMIENTO

5.2.5.1 Control previo al tratamiento

Las pruebas de permeabilidad de campo (cap 2.3.4, inciso 4.2.4) son válidas en el periodo de estudios y diseño.

Las pruebas in situ de inyección de lechadas antes del tratamiento se reservan para los problemas muy delicados o de gran extensión. Estas pruebas consisten en la inyección de un terrazo con lechadas y procedimientos diferentes y tomar posteriormente muestras en zonas tratadas. El tipo de lechada y procedimiento adecuados al terrazo que va a inyectarse se selecciona a la vista de la mejor distribución e impregnación lograda y a los consumos y tiempo de operación observados.

5.2.5.2 Control durante el tratamiento

a) Control de las masclas

La composición de las masclas queda definida desde el laboratorio, pero debe ser controlada sistemáticamente durante la inyección para ordenar oportunamente cualquier corrección.

Además de cuidar la dosificación es necesario verificar las características de cada tipo de mezcla elaborada.

El control de las propiedades reológicas iniciales debe ser también sistemático.

b) Control de los parámetros de la inyección

El control de la presión, distancia alcentada y cantidades de lechada inyectada es esencial para evaluar con buena aproximación el procedimiento de operación adoptado en el caso adecuado.

Para este control es necesario un personal de experiencia e instalaciones eficientes.

c) Pruebas in situ

El control durante el tratamiento se realiza mediante pruebas de inyección tipo Lugron, principalmente cuando al tratamiento se ha hecho con lechadas inyectables cuya concentración de cemento debe ser aumentada gradualmente de acuerdo con la permeabilidad residual de la roca. Estas pruebas deben realizarse procurando no retrasar los trabajos de inyección.

Cuando el problema es más de grandes vacíos que de fisuras finas no se necesitan pruebas de permeabilidad puesto que la inyección por sí misma permite estimar la permeabilidad de la roca, utilizando lechadas de alta relación agua-cemento al iniciar la inyección.

3.2.3.1) Control después del tratamiento

a) Control local de inyecciones de impermeabilización

Se realiza mediante pruebas de inyección tipo Lugron en rocas y tipo LeFranc en suelos aluviales en cada perforación y en cada tramo, comparando los valores de la permeabilidad obtenidos antes y después del tratamiento.

b) Control global de inyecciones de impermeabilización

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

determinar con esta información la eficiencia del tratamiento.

c) Control local de inyecciones de consolidación

Se mide la deformabilidad en el interior de perforaciones con dilatómetros diseñados para esta finalidad o en la superficie interior de excavaciones por medio del ensayo estándar denominada prueba de placa.

d) Control global de inyecciones de consolidación

La prospección geofísica no sólo permite información sobre la alteración inicial de un terreno sino el mejoramiento de su módulo de elasticidad dinámico debido a las inyecciones de consolidación. Los ensayos geofísicos y su interpretación son relativamente simples y deben emplearse en combinación con los métodos locales.

3.2.4 COSTOS

Los conceptos fundamentales que definen el costo de una inyección son:

- La perforación que varía en función del diámetro y profundidad de los barrenos, del terreno atravesado, del tipo y número de maquinarias empleadas.
- Los productos que integran la mezcla.
- La preparación e inyección de la mezcla.

El último concepto es a su vez determinado teniendo en cuenta:

- El costo de las mezcladoras, bombas y dispositivo de distribución a partir de su depreciación, precios de instalación y desmantelamiento más los requisitos de seguridad y salvaguardia ecológica.
- El costo de la mano de obra y la asistencia técnica que se función del grado de automatización de las plantas y del costo unitario correspondiente.



to el sitio particular de trabajo.

- El costo eventual del control de calidad de la mezcla y de la operación del inyectorado.

Es común hacer el análisis de costo por metro cúbico de terreno tratado.

En el inciso 3.1.7, tomo III se presenta una tabla de costos relativos de lechadas usuales.

CAPITULO 5. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS	1
5.1 INYECCIONES	1
5.1.1 MECANISMOS DE PENETRACION DE LECHADAS	1
5.1.1.1 Penetración en medios granulares	1
5.1.1.2 Penetración en medios fisurados	5
5.1.1.3 Inyección y relleno de rocas kársticas	10
5.1.1.4 Inyección de mezclas inestables	11
5.1.1.5 Inyección de mezclas estables	11
5.1.2 PROPIEDADES DEL TERRENO INYECTADO	12
5.1.2.1 Resistencia al desdoblamiento de una fisura inyectada	12
5.1.2.2 Resistencia de aluviones inyectados	14
5.1.2.3 Permeabilidad residual	14

CAPITULO 1. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

5.1 INYECCIONES

5.1.1 MECANISMOS DE PENETRACION DE LECHADAS

5.1.1.1 Penetración en medios granulares

La inyección de medios granulares, como depósitos aluviales, se puede lograr mediante dos procedimientos distintos, y por lo general simultáneamente el relleno y el rompimiento.

Se consigue por relleno al proceso de penetración de la lechada en los vacíos existentes entre los granos sólidos del suelo sin cambio de la estructura; y por rompimiento a la formación de grietas en el esqueleto sólido de aluvión y su relleno posterior.

a) Mecanismo de relleno

El análisis de este mecanismo se basa en las propiedades reológicas de las lechadas y en la teoría de filtraciones a través de medios porosos.

Si se idealiza la filtración de un líquido a través de un medio granular como el escurrimiento laminar de un fluido newtoniano en un tubo cilíndrico de radio R , se obtiene la fórmula de Kozeny:

$$R = \sqrt{\frac{8 k U}{n \gamma g}} \quad (II.1)$$

donde

- k permeabilidad del medio con respecto al fluido
- μ viscosidad del fluido a la temperatura de la inyección
- n porosidad del medio
- γ peso específico del fluido
- g aceleración de la gravedad

Un medio granular de permeabilidad k puede representarse mediante un grupo de tubos cilíndricos a través de los cuales el escurrimiento es laminar.

El el fluido es de Bingham una parte central denominada núcleo (fig II.1) se desplazará como cuerpo rígido. El radio r_0 de este núcleo en lechadas que son cuerpos de Bingham es:

$$r_0 = \frac{\tau_f r}{\tau} \quad (II.2)$$

donde

- r radio del tubo cilíndrico (ver fig II.1)
- τ_f límite de fluencia de la lechada
- τ esfuerzo cortante correspondiente a un radio cualquiera r (fig II.2)

Cuando el esfuerzo cortante de las paredes del tubo τ_R es hace igual al límite de fluencia de la lechada τ_f el escurrimiento se detiene.

La fórmula
$$l = p \frac{R}{2 \tau_f} \quad (II.3)$$

permite obtener la profundidad límite de penetración "l" de una lechada con

límite de fluencia τ_f , inyectada a una presión "p" en un medio poroso cuyas canales tienen un radio R .

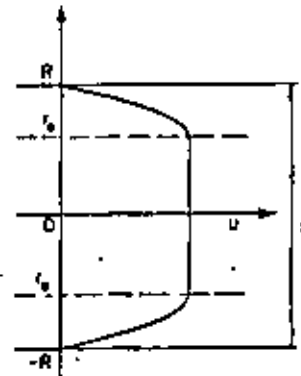


FIG II.1. Distribución de velocidades

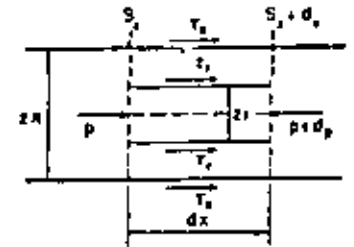


FIG II.2. Escurrimiento de un tubo cilíndrico

La misma fórmula (II.3) permite obtener el gradiente hidráulico límite que puede soportar una pantalla de lechada que tiene un determinado índice de fluencia τ_f , en un medio de equivalencia a canales de radio R . Utilizando la fórmula II.1, la ecuación II.3 puede expresar el gradiente hidráulico i , de la manera siguiente:

$$i = \frac{2 \tau_f}{\sqrt{\frac{8 k U}{n \gamma g}}} \quad (II.4)$$

b) Mecanismo de rompimiento

El procedimiento que consiste en inyectar, provocando grietas a través del terreno que son finalmente rellenas de lechada resulta satisfactorio sobre



todo en problemas de tratamiento de aluviones con lentes de limo o de arcilla. Para inyectar el material limoso es necesario provocar la fractura.

Las grietas se forman siempre perpendiculares al esfuerzo principal menor que actúa en el terreno (Fig 11.3).

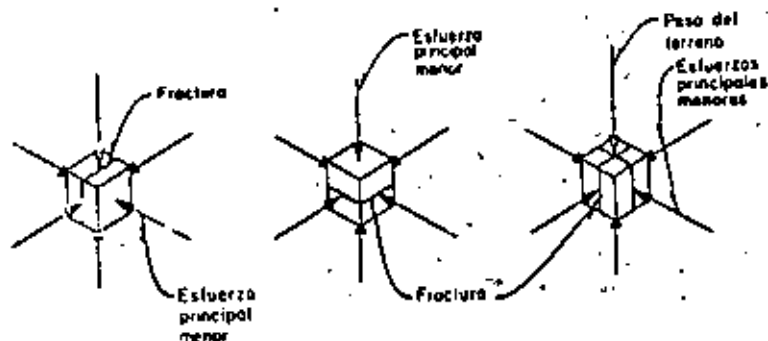


FIG 11.3 Resultados experimentales muestran que la fractura aparece siempre perpendicular al esfuerzo principal menor

El comportamiento del material a la falla obedece la ley de Coulomb que en términos de esfuerzos efectivos puede expresarse como sigue:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \tan \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - c \cos \phi \quad (11.5)$$

donde

σ_1 y σ_3 esfuerzos principales mayor y menor respectivamente

ϕ ángulo de fricción

c cohesión

Al incrementar las presiones de inyección en el terreno se reducen los esfuerzos efectivos debido al incremento de las presiones de poro. Se supone, para simplificar, que la presión de poro inducida es igual a la presión de inyección.

Antes de la inyección los esfuerzos efectivos a una profundidad h , en una masa en la que no existan esfuerzos tectónicos, y a una profundidad h_w bajo el nivel freático son:

$$\sigma_1 = \gamma h - \gamma_w h_w \quad (11.6)$$

$$\sigma_3 = K(\gamma h - \gamma_w h_w) \quad (11.7)$$

donde

γ peso específico del terreno

γ_w peso específico del agua

K coeficiente de reposos ($0 < K < 1$)

Al incrementar la presión efectiva hasta un valor P_a se tiene

$$\sigma_1 = \gamma h - \gamma_w h_w - P_a \quad (11.8)$$

$$\sigma_3 = K(\gamma h - \gamma_w h_w - P_a) \quad (11.9)$$

de donde se obtiene para la falla:

$$P_a = \frac{K}{2} [\gamma h - \gamma_w h_w] \left[1 + \frac{1}{\tan \phi} \right] + \frac{1}{2} [\gamma h - \gamma_w h_w] \left[1 - \frac{1}{\tan \phi} \right] + c \cot \phi \quad (11.10)$$

que es representada en la fig 11.4.

Supongamos que el esfuerzo principal mayor σ_1 es el esfuerzo vertical, en tal caso, la dirección de los planos de agrandamiento es la número 1 de la fig 11.4. Conforme prosigue el rompimiento y relleno de las grietas formadas, los esfuerzos horizontales se incrementan progresivamente hasta com-



verticales, en esfuerzos principales mayores e inducir otro rompimiento perpendicular al anterior cuya dirección corresponde a la número 2 de la fig 11.4.

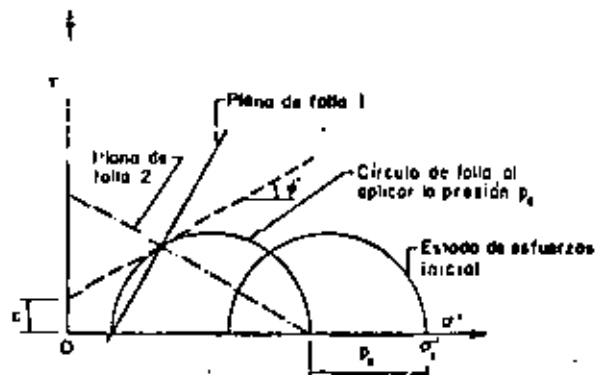


FIG 11.4 Proceso de fracturación

Cuando se inyecta para tratar suelos aluviales en la cimentación de una presa, la dirección 2 es aproximada a la horizontal y no contribuye a evitar el escurrimiento, resultando ineficiente y antieconómico el empleo de la lechada que rellena las fisuras con esta dirección. Conviene, entonces, colocar tragos superficiales para detectar el levantamiento del material debido al rompimiento horizontal. Este rompimiento, si aparece, no dañará la cimentación. De hecho, los levantamientos debidos a la inyección en la práctica siempre existen y son difíciles de evitar. Un ejemplo de tratamiento con éxito de la cimentación de una presa en el que apareció un levantamiento del terreno de 60 cm, debido a la inyección, es el de la presa de Matrnark, Suiza (ref 7).

3.1.1.2 Penetración en medios fisurados

La inyección de la roca con lechadas inestables no es otra cosa que un relleno hidráulico al depositarse los sólidos en suspensión. Los sólidos se

depositan cuando la velocidad de la lechada es igual o menor que la denominada velocidad crítica de sedimentación. Por tanto, para determinar el radio de penetración de la lechada, es necesario conocer la distribución de las velocidades desde la entrada a las fisuras en las paredes de la perforación.

En el instante en que se inicia la inyección de una lechada inestable, que es prácticamente un fluido newtoniano, en una fisura de abertura constante, se cumple la relación:

$$Q = \frac{w}{6 \nu \ln \frac{R}{r_0}} p_0^2 \quad (11.11)$$

donde

- p_0 presión de inyección
- Q caudal
- ν viscosidad de la lechada
- w abertura de la fisura
- R distancia del punto de medición de la presión p al centro de la perforación (radio de penetración)
- r_0 radio de la perforación

Por otra parte, conociendo la presión aplicada es factible estimar la abertura inducida en la fisura, empleando las fórmulas de Boussinesq (ref 3). En una fisura que tiene una superficie de radio R (fig 11.5) sobre la cual se ejerce una presión p , el desplazamiento elástico en el centro del círculo es:

$$w(0) = \frac{2(1-\nu^2)}{E} R p \quad (11.12)$$

y al borde del círculo:

$$w(R) = \frac{4(1-\nu^2)}{E} R p \quad (11.13)$$

siendo E el módulo de elasticidad de la roca y ν su relación de Poisson. La



fiura sufrirá una abertura igual al doble del desplazamiento estimado con esta fórmula ($n = 70$) y que la presión actúa en la misma forma sobre la superficie superior de la fisura. Por tanto, la abertura de la fisura es directamente proporcional a la presión de inyección. Además, tomando en cuenta que el punto es proporcional al producto de la presión de inyección por la abertura de la fisura al cubo (ecuación II.11), el gasto puede expresarse en la forma siguiente:

$$Q = A p^3 \quad (II.14)$$

es decir, como una cuarta potencia de la presión, donde A es función de la viscosidad, del radio de la perforación y del radio de penetración.

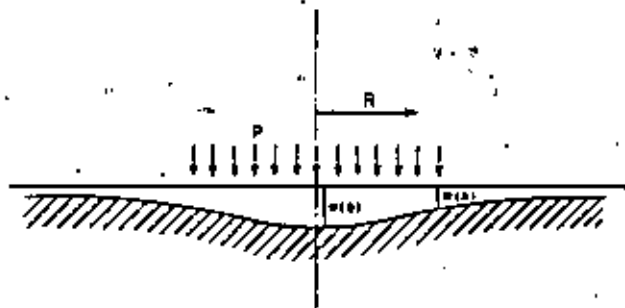


FIG II.5. Abertura de una fisura debida a una presión p

Esto implica que al efectuar pruebas de permeabilidad Lugeon, como se describe en el cap 5.3.4, tomo III, inciso 4.2.4, se observe una presión a partir de la cual los consumos aumentan como si existiera una presión para la cual el material se fractura. Pero, en realidad, ese fracturamiento no existe y el aumento de la absorción se debe únicamente a la abertura elástica de las fisuras al incrementarse la presión.

La tabla II.1 (ref 1) da una idea de la penetración de la lechada en medios fisurados. Así, una permeabilidad al agua elevada, determinada, por ejemplo, puede deberse a que el macizo tiene una contenta de fisuras finas, pero la lechada no penetra porque las partículas sólidas de esta son mayores que la abertura de las fisuras. Por lo contrario, en un medio de permeabilidad al agua baja, pero debido a una sola fisura podrá inyectarse lechada tomando precauciones y la absorción podría ser importante. Lo anterior demuestra que no existe correlación entre la absorción de agua y la obtención de lechadas agua-cemento.

TABLA II.1. Permeabilidad en función del número y abertura de las fisuras

Número de unidades Lugeon	Longitud del tramo, m	Abertura de una fisura		
		1 fisura, mm	10 fisuras, mm	100 fisuras, mm
100	6	0.494	0.225	0.106
	3	0.385	0.178	0.083
10	6	0.225	0.106	0.048
	3	0.178	0.083	0.038
1	6	0.106	0.048	0.022
	3	0.083	0.038	0.018

Para comprender el proceso del sellado por inyección de fisuras mediante lechadas inestables se recordará que la velocidad del fluido inyectado decrece hacia el interior de la grieta y que por debajo de cierta velocidad llamada crítica, las partículas sólidas se depositan obstruyendo el conducto. Es decir, que a partir de un punto en el interior de la grieta se forma un depósito de partículas sólidas (fig II.6), que a medida que crece, la sección del conducto disminuye y la velocidad del fluido aumenta. Datos experimentales muestran que la velocidad de erosión es muy superior a la velocidad crítica de sedimentación, por tanto, el material degradable permanece en su sitio. Aguas abajo del depósito la velocidad decrece en forma considerable, aumentando la sedimentación. El aumento de pérdida de carga resultante reduce al caudal inyectado por la bomba y la velocidad de la lechada disminuye aguas arriba produciéndose otra depositación.



Al no alcanzarse la velocidad de erosión la fisura se rellena agua arriba hasta llegar a la perforación de inyección.

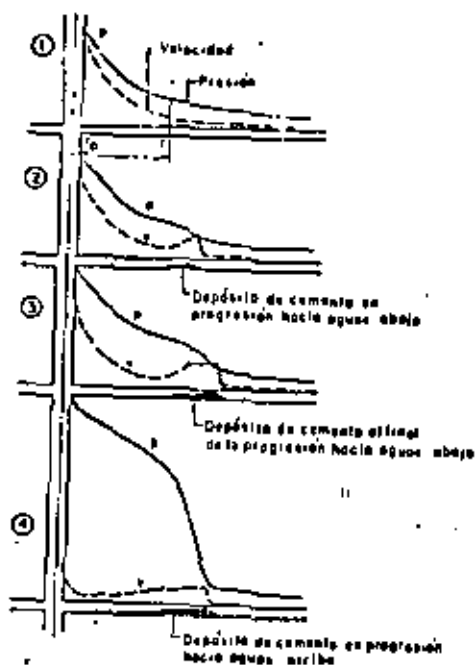


FIG II.6 Inyección de una fisura con un mortero inestable

El relleno resultante no es completo puesto que queda una parte de la sección de la grieta por donde circula el fluido inyectado. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que la presión de inyección ha aumentado la abertura de la fisura y que cuando se suspende la inyección las paredes de la grieta tienden a recuperarse comprimiendo el depósito y mejorando el sellado.

3.1.1.3 Inyección y relleno de rocas kársticas

En rocas kársticas y en algunas otras, como las escorias volcánicas, pueden existir conductos de disolución de dimensiones muy variadas. Cuando los

karate son accesibles se sellan interiormente las zonas afectadas por la disolución, operación que es difícil y a veces imposible, efectuándose después el relleno de la cavidad más bien que la inyección de la misma. La dificultad de esta operación se debe a la erraticidad de la distribución de las cavidades kársticas y a que frecuentemente son atravesadas por corrientes de agua. Los materiales inyectados y los procedimientos empleados en ellas son diferentes de los anteriores de tal manera que no se ha podido establecer ninguna regla que permita resolver los problemas que pueden presentarse.

3.1.1.4 Inyección de mezclas inestables

La inyección de las mezclas inestables involucra varias dificultades, entre las cuales las más importantes son (ref 4):

- necesidad de una línea de retorno para hacer circular la lechada para prevenir el fraguado y deposición. Esta circulación eleva la temperatura de la lechada y disminuye su resistencia.
- tapamiento de la perforación debido a que en esta no ocurre circulación cuando hay bajo consumo.
- restricción en la penetración de la lechada en las fisuras finas debido a la extrusión del agua libre.
- relleno incompleto de las cavidades grandes por el asentamiento de la mezcla antes del fraguado.

- sensibilidad al lavado y a la disolución al fluir el agua subterránea.

3.1.1.5 Inyección de mezclas estables

Emplesando mezclas estables se superan las dificultades que se encuentran al inyectar mezclas inestables. Se pueden enumerar las ventajas siguientes (ref 4):



- no existe sedimentación ni en los tubos ni en la perforación, aunque la mezcla permanezca mucho tiempo en reposo.
- no es necesario la línea de rotación.
- la fluidez de la lechada se mantiene y puede penetrar más lejos en las fisuras finas.
- las cavidades donde se llenan mejor debido a la ausencia de la sedimentación.
- resistencia a la erosión del agua del subsuelo durante la inyección.
- no existe la posibilidad de que se extienda demasiado en fisuras grandes ya que debido a su comportamiento como líquido de Bingham tiene un límite de fluencia considerable que da a su superficie libre la posibilidad de permanecer estable con un cierto ángulo de inclinación.

La penetración de una mezcla estable en una fisura no es función de la viscosidad de la misma, sino de la presión de inyección. Con una mezcla de viscosidad alta se puede lograr el mismo flujo en una fisura con una presión más alta.

La penetración de una mezcla elaborada con partículas sólidas en una fisura fina, depende del ancho de la fisura con respecto al tamaño y cantidad de las partículas sólidas de la mezcla. Las partículas grandes sellan la entrada de la fisura, evitando que la lechada penetre. Por esta razón es importante usar cementos finos y además libres de partículas gruesas. Este comentario es válido tanto para lechadas estables como inestables.

3.1.3 PROPIEDADES DEL TERRENO INYECTADO

3.1.2.1 Resistencia al destapamiento de una fisura inyectada

Como las pantallas de inyecciones deben soportar la presión hidrostática del embalse, el relleno de fisuras y cavidades debe soportar esta presión que tiende a producir el destapamiento.

Combefort (ref 1) cita el estudio del fenómeno realizado por Mandel (ref 5) quien formuló las expresiones que se describen a continuación.

Si el relleno es un material únicamente cohesivo (Fig 11.7):

$$q = \frac{Q}{a} = \gamma c \frac{H}{\phi} \quad (11.15)$$

Si se supone que el relleno es un limo de mala calidad con una cohesión $c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, además $\gamma = 1 \text{ m}$ y $\phi = 1$ se entonces, $q = 20 \text{ kg/cm}^2$. Esto quiere decir que no habrá destapamiento de la fisura a menos que haya una diferencia de carga de 200 m de agua entre la parte de aguas arriba y la de aguas abajo.

Si el relleno además de cohesivo es friccional:

$$q = \frac{Q}{a} = \frac{\gamma}{\text{tg } \phi} (c \text{ kg/cm}^2 - 1) \quad (11.16)$$

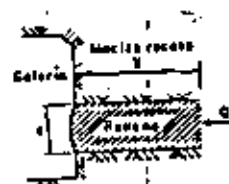


FIG 11.7 Destapamiento de una fisura

donde

$$\phi = \text{ángulo de fricción interna y}$$

$$k = \gamma \text{ tg}^2 \phi (\text{ctg } \phi + \phi + \frac{H}{2})$$

El valor de la presión "q" aumenta muy rápidamente, como puede verse a continuación ya que si se supone el caso anterior, añadiendo $\phi = 1^\circ$ se obtiene $q = 200 \text{ kg/cm}^2$ aproximadamente. Este resultado muestra que si una fisura está rellena, aun cuando el material de relleno sea poco resistente, puede

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support informed decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and reporting, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that data is used responsibly and ethically.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that data management practices remain effective and up-to-date.

conservarse en su estado original sin riesgo de desdaponamiento. Cuando existen huecos bastará con introducirlos una mezcla de cualquier tipo para obtener resultados satisfactorios.

3.1.2.2 Resistencia de eluviones inyectados

En arenas y gravas la inyección más eficiente es la que rellena los huecos intersticiales, conservando el contacto intergranular. El aumento de resistencia se debe a que se le añade cohesión al suelo friccionante. Como la lechada inyectada tiene una determinada cohesión, después de la inyección el suelo tendrá una cohesión más su propio ángulo de fricción interna que no se modifica al inyectar como se indica.

Si la inyección es tal que todos los granos de los eluviones quedan envueltos por la lechada inyectada con un espesor considerable, el resultado puede ser favorable o no serlo, dependiendo del valor del ángulo de fricción interna de la lechada.

Los resultados de ensayos de laboratorio (fig II.8) presentados por Cambert (ref 1) muestran que cuando los vacíos se inyectan sin modificar la posición relativa de las partículas del medio inyectado, el ángulo de fricción interna ϕ se mantiene constante y que tanto este ángulo ϕ como el peso volumétrico γ del medio inyectado disminuyen a medida que el volumen inyectado es mayor que el volumen de vacíos inicial.

3.1.2.3 Permeabilidad residual

La permeabilidad media después de la inyección no es la permeabilidad de la lechada que es muy pequeña, sino que es la debida a los vacíos que se forman por la contracción de la lechada y que quedan sin rellenar. Ahora bien, es cierto que si un conjunto de huecos, incluso de gran dimensión queda rodeado por el material inyectado se reduce la filtración considerablemente.

La única forma de determinar la eficiencia de una inyección es midiendo la permeabilidad residual.

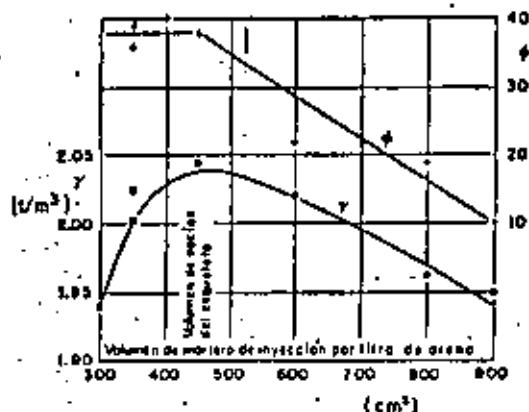


FIG II.8 Influencia del porcentaje de mortero de inyección en la densidad y ángulo de fricción interna de un medio inyectado. Este ángulo no varía en tanto que el volumen de mortero no exceda al volumen de vacíos del "esqueleto".

A medida que el medio es menos permeable la inyección es más difícil, ya que, el mortero que penetra impregna con mayor facilidad los terrenos permeables. Por tanto, no parece apropiado calificar una inyección por la reducción de permeabilidad lograda sino que el valor absoluto de la permeabilidad media final lograda que debe compararse con un límite práctico de estanqueidad que es de 7 a 8 U.L. (0.1 unidades Darcy) en macizos fisurados y de 33 a 40 U.L. (0.5 unidades Darcy) en suelos aluviales.



B.11 REFERENCIAS

1. Cambefort, M., "Inyección de suelos", Ediciones Omega, Barcelona traducida al español de la 1a. edición francesa "Injection des sols", Editions Eyrolles, Paris, 1964
2. Gilg, R., "L'écran d'injection de Mattmark projet, exécution, contrôles lors des premières mises en eau", Dixième Congrès International des Grands Barrages, Montréal 1970, vol II, Q-37, pp 174-177
3. Sbarly, F., "Les injections et les drainages de fondation de barrages en roches peu perméables", Géotechnique, 1968, Vol XVIII, pp 239-242
4. Sbarly, F., "Informe N° 3, P. N. Chicocasta, Chiis.", Informe de Geomaneil o C.F.E. y grupo de consultores, Chicocasta, México, Junio 1976
5. Mandel, J., "Equilibre limite plane des milieux plastiques", Travaux, 1963
6. Garcia Anselmo, J., Garcia E., J. M. y Pantre, A., "Enseñanzas 2 tirar d'essais Lugeon amélioré", II Congreso de la Asociación Internacional de Geología del Ingeiero, São Paulo, Brasil, Vol II, pp 4-13
7. Cambefort, M., "L'injection et ses problèmes", Bulletin Technique de la Suisse Romande, Sept 1961, pp 340-341
8. Marchand, R., Davaud, J. C. y Sbarly, F., "L'extrémité d'un barrage fondée sur alluvions: L'aile gauche du barrage du Mont-Cenis", Dixième Congrès International des Grands Barrages, Montréal 1970, Vol III, Q 37, R J, pp 47-68
9. Benke, E. F., "Instrumentation in rock grouting for Postage Mountain Dam", Water Power, Oct 1964, pp 407 y 413
10. Bonazzi, D., "Alluvium grouting proved effective on slope dams", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Nov 1965, No 91, SM6, pp 81-93
11. Favioux, G., Gerlier, J. C. y Lakshmana, J., "Observations des variations de contrainte dans le rocher du barrage du Gage II par souches "tension dynamique", Symposium de Mecánica de Rocas, Madrid, 1968, p 137
12. Terrassa, M., et al., "Auscultation sismique du rocher de fondation du barrage de Boujanel", I Congreso de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, Lisboa, 1966, Vol II, p 597
13. Independent panel to review cause of Teton dam failure, "Report to U.S. Department of the Interior and State of Idaho on failure of Teton dam", Idaho Falls, 1976
14. Vinson, T. E. y Mitchell, J. K., "Polyurethane foamed plastics in soil grouting", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Junio 1971, Vol 98, SM6, pp 579-601
15. Engineering Consultants, Inc., "Krasnaya project report", Public Power Corporation of Greece, Denver, 1974, Vol II
16. Londe, F., "Recent developments in the design and construction of dam and reservoir on deep alluvium, karstic and other unfavorable formations", I International Congress on Large Dams, Montréal, 1970, Vol V, Q37, Informe general, pp 143-221
17. Dimec, J., Servini, T. y Weyerhann, W., "Rock treatment of the Canelles dam foundations", The Institute for Engineering Research, Foundation Kollbrunner-Rodis, Zurich, 1978, N° 42
18. Ejeas, C., Lopez, J. M. y Quiles, E., "The impermeabilization of the dam at Canelles in the lower Pyrenees in Spain", III Congreso de la Asociación Internacional de Geología del Ingeiero, Madrid, 1978, Vol III.1, pp 213-229



19. Peña, H., Grader, J., Barbodette, R. y Fautre, A., "Injection, drainage et auscultation hydraulique dans les fondations du barrage Rapel (Chili)", Dixième Congrès International des Grands Barrages, Montréal, 1970, Vol II, Q37, R36, pp 651-681
20. Fujii, Y., "Foundation grouting at Nagawado dam", Tenth International Congress on Large Dams, Montréal, 1970, C17, Vol VI, pp 747-768
21. Vallot, L., "Procédés de mise en oeuvre de mélanges binaires et ternaires", L'Ingénieur Constructeur, Paris, 1959
22. Fujii, Y., "Fault treatment at Nagawado dam", Tenth International Congress on Large Dams, Montréal, 1970, Vol II, Q37, R3, pp 147-149
23. Guerrero, R. y Serafin, J. L., "Problems relating to the foundation of El Atazar dam", Tenth International Congress on Large Dams, Montréal, 1970, Vol II, Q37, R59, pp 1143-1165
24. Comité National Français, "Mesure des qualités mécaniques des massifs rocheux avant et après la consolidation par injection", Huitième Congrès International des Grands Barrages, Edimburgo, 1964, Vol I, Q28, R18, pp 359-364 y 369-372
25. Feivre d'Arcier, G. y Coste, J., "La consolidation des appuis du barrage du Montatynard", Huitième Congrès International des Grands Barrages, Edimburgo, 1964, Vol I, Q28, R19, pp 377-390
26. Saewee, R., Vigier, G., Reynh, P. y Sabarly, F., "Barrage sur l'Oued Nebaane. Problème d'étanchéité de la retenue", Dixième Congrès International des Grands Barrages, Montréal, 1970, Vol II, Q37, R37, pp 682-707
27. Tavernier, M. y Chanez, H., "De Serre-Ponçon à Notre Dame de Comblanchien. Les Coupures étanches injectées", Travaux, 1963
28. Gilg, E., "L'Ecran d'injection de Matzmark. Projet, Exécution, contrôles lors des premières mises en eau", Dixième Congrès International des Grands Barrages, Montréal, 1970, Vol II, Q37, R10, pp 171-190

29. Dawson, A. W., Garay, M. y Cabrera, R., "Manual M. Diguera", Compendio de presas construidas en México, SEM, CFE y URAM, .. Cu, 1974
30. Pavlenko, V., "Method of elimination of seepage along expansion joints in a concrete dam", Hydrotechnical Construction, 1974, pp 441-453
31. Barbodette, R. y Fautre, A., "Perçement de galeries en terrain difficile. Méthode des injections à l'avancement", Le monde souterrain, 1959, pp 1-8
32. Halwani, S., Janod, A. y Lajeat, J. P., "Le perçement du tunnel d'Awali de l'aménagement du Litani au Liban", Travaux, 1965, pp 1-14
33. Liechti, W. y Wollmann, E., "Voile d'étanchéité à travers l'écoulement souterrain du lac de Sfunden pour l'augmentation de sa retenue", Dixième Congrès International des Grands Barrages, Montréal, 1970, Vol II, Q37, R5, pp 89-99
34. Groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages "Méthode de dérivation pendant la construction-Anexas: Cabore-Baas", Onzième Congrès International des Grands Barrages, Madrid, 1973, Vol II, Q41, R32, pp 581-588
35. Asilomar Conference, "Foundations for dams", ASCE, 1974
36. Benseñini, A., "Tratamiento de cimentaciones de cortinas", Construcciones en roca, CICM, México, 1965, pp 143-184
37. Terzi, G. M., "Algunos aspectos prácticos sobre las inyecciones para grandes presas", Construcciones en roca, CICM, México, 1965, pp 185-200
38. Cruz B., A., "Tratamiento de cimentaciones", Construcciones en roca, CICM, México, 1965, pp 201-278
39. Escamilla, J. M., "Tratamientos de consolidación e impermeabilización de suelos y rocas-Técnicas de diseño, construcción y control", Solus, S. A., Publicación interna N° 20, México, 1974

40. Marsal, R. J. y Rosadix, D., "Tratamiento de cimentaciones rocosas", Capítulo 7 de Fresas de Tierra y Eurocimiento, Lúmas, México, 1975, pp 133-143
41. Tornaghi, R., "Iniezioni", Seminario su consolidamento di terreni e rocce in posto dell'ingegnaria civile, Strass, 1978
42. Biguera C., S., "Inyectado de aluviones en cimentaciones para cortinas de materiales graduados", SEM, México, 1976
43. Eiguera C., S., "Laboratory investigations of grouting mixtures and some of their applications", SEM, México, 1976
44. Lancaster-Jones, P. F. V., "Mejora de las propiedades de los macizos rocosos", Capítulo 12 de Mecánica de rocas en la ingeniería práctica, K. G. Stegg y O. C. Zienkiewicz, Bluma, Madrid, 1970
45. Rhodes, J. A. y Dinco, E. A., "Performance of foundation drain systems for concrete gravity dams", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q43, R5, pp 55-69
46. Abraham, T. J. y Ludin, L. W. "I.V.A.'s design practices and experiences in dam and foundation drainage systems", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q43, R7, pp 85-105
47. Ethicot, K. S. y Webster, J. L., "Nice dam drainage system", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q43, R9, pp 129-146
48. Taylor, E. y Chow, Y. M., "Design, monitoring and maintaining drainage system of a high earthfill dam", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q43, R10, pp 147-167
49. Groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages, "Dispositifs de drainage, conception, auscultation, entretien", Deuxième Congrès International des Grands Barrages, México, 1976, pp 193-219

50. Cruickshank, C., "Flow in fractured rock masses", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q43, R17, pp 283-297
51. Alberre, J., "Filtrations in the foundations of the Santa Rosa dam", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q43, R18, pp 299-311
52. Lombardi, J., "Comportamento dos sistemas de drenagem de treis barrages en Suisse", Deuxième Congrès International des Grands Barrages, México, 1976, Q43, R45, pp 749-767
53. Tomkovic, M. I., Matri M., Y. y Goshoh, I. D., "Design and construction of drainage works at King Talal dam (Jordan)", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q43, R30, pp 829-840
54. Bosović, A., "Drainage for uplift relief and seepage control measures at Bejina Basta dam", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q43, R34, pp 889-901
55. Fernández C., J. L., Gómez L., G. y Alonso F., M., "Analyse et auscultation des infiltrations. Schémas de drainage", Deuxième Congrès International des Grands Barrages, México, 1976, Vol II, Q43, R58, pp 967-987
56. Rodríguez, D. R., "Idées pour le projet du système de drainage du barrage de Hano (Laos) et pour son auscultation et son entretien", Deuxième Congrès International des Grands Barrages, México, 1976, Vol II, Q43, R66, pp 1109-1123
57. Casagrande, A., "Control of seepage through foundations and abutments of dams", First Rankine Lecture, Geotechnique, Sat 1961, Vol II
58. Allende, J. L., "Leakage investigations and drainage of dams and their foundations", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol IV, Q45, Informe general
59. SEM, CFE, UNAM, "Comportamiento de presas construidas en México", México, 1976

40. Bobet, L. y Zaffa, J., "Anchoring in rock", Developments in geo-technical engineering, Vol 13, Elsevier, Nueva York, 1977

CAPITULO 5. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

5.1 INYECCIONES

5.1.1	DECANTACION EN LECHADAS DE CEMENTO-BENTONITA	1
5.1.2	EFEECTO DEL MEZCLADO A VELOCIDAD ALTA	1
5.1.3	FLUIDEZ EN LECHADAS DE CEMENTO-BENTONITA	3
5.1.4	RELACION ENTRE PESO ESPECIFICO Y FLUIDEZ EN LECHADAS DE CEMENTO Y BENTONITA	4
5.1.5	GRAFICA DE DISEÑO DE MEZCLAS DE CEMENTO-BENTONITA	4
5.1.6	CAMPOS DE APLICACION DE LAS LECHADAS	6
5.1.7	COSTOS	8
5.1.8	PLANTA DE INYECCIONES	8

del mezclado, la fluidez (estimada en segundos con el cono Mecasal) y la decantación de una lechada de cemento y bentonita.

La gráfica muestra que el mezclado a velocidad alta reduce la decantación e incrementa la fluidez.

CAPITULO 5. TRATAMIENTO DE MACTEON BOCOSOS

5.1 INYECCIONES

5.1.1 DECONTACION EN LECHADAS DE CEMENTO-BENTONITA

En la fig III.1 (ref 1) se presentan gráficas de decantación en función de la relación cemento-agua en peso para contenidos de bentonita de 0, 2, 4, 6 y 8 por ciento del peso del cemento. En la preparación de las lechadas se ha empleado cemento Florida Portland Tipo I, que tiene una superficie específica Blaine de 3.700 cm²/g de bentonita "Poly Gel Brand" con límite líquido igual a 535 por ciento.

Todas las lechadas fueron preparadas mezclando durante dos minutos el cemento y el lodo bentonítico primario en una mezcladora de alta velocidad (1200 rpm). El lodo bentonítico fue almacenado un período de 12 horas para su hidratación.

5.1.2 EFECTO DEL MEZCLADO A VELOCIDAD ALTA

En la fig III.2 (ref 2) se muestra la relación que existe entre la velocidad

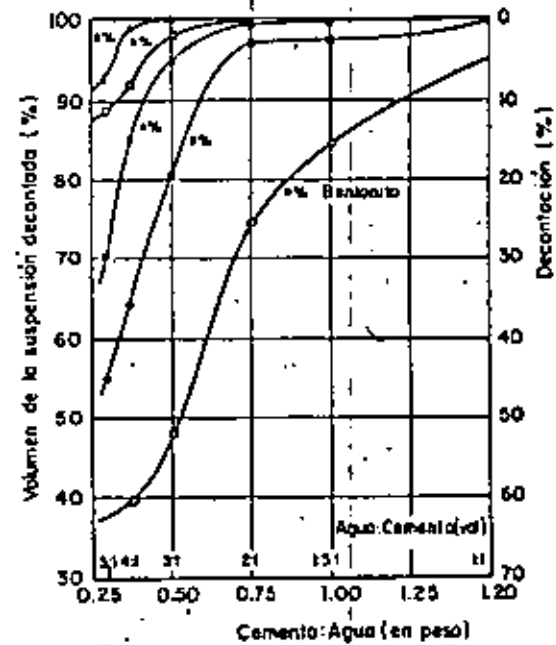


FIG III.1 Relación entre la decantación y el cociente cemento:agua en peso (ref 1)

Esta fenómeno se debe a que la agitación violenta rompe las aristas rugosas de las partículas de cemento, aumentando así su fluidez. Por otro lado, esta agitación, acelera la hidratación del cemento y activa las propiedades



risotrópicas de la bentonita, reduciendo en esta forma la desantación.

El tiempo de mezclado tiene influencia sobre las propiedades de las lechadas, sin embargo, no existe un acuerdo general a la fecha acerca de cuál es exactamente su efecto.

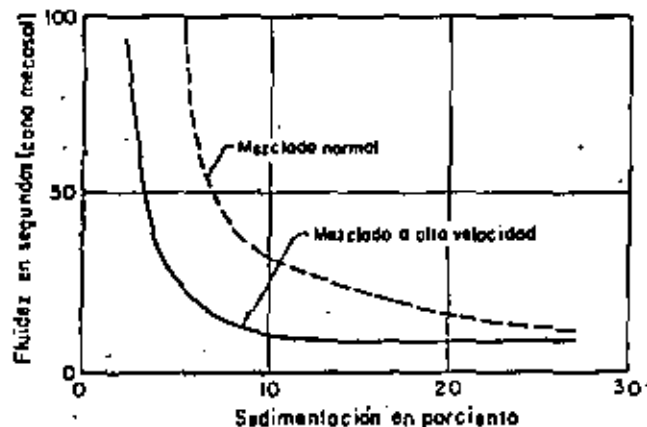


FIG III.2 Gráficas de inyectabilidad para mostrar la influencia del mezclado a alta velocidad (ref 2)

3.1.3 FLUIDEZ EN LECHADAS DE CEMENTO-BENTONITA

Los gráficos de la fig III.3 (ref 1) muestran los resultados de la medición de la viscosidad aparente o fluidez en el cono Marsh con las mismas mezclas empleadas para elaborar las gráficas del inciso 3.1.1.

La línea continua de las gráficas corresponde a los resultados experimentales y la línea punteada a los valores supuestos.

La fig III.3 muestra que la fluidez de una lechada puede controlarse con-

variando la relación cemento-agua con el contenido de bentonita.

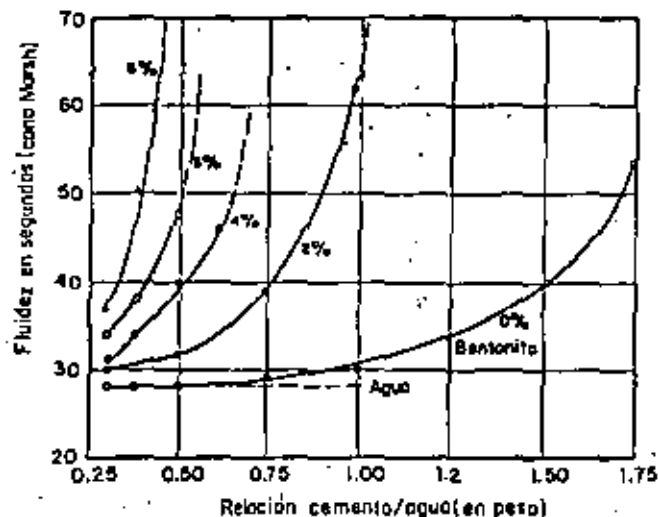


FIG III.3 Relación experimental entre la fluidez y el cociente cemento-agua

3.1.4 RELACION ENTRE PESO ESPECIFICO Y FLUIDEZ EN LECHADAS DE CEMENTO Y BENTONITA

En la fig III.4 (ref 1) se presenta la relación existente entre el peso volumétrico, la fluidez y el porcentaje de bentonita obtenida mediante ensayos de laboratorio efectuados con mezclas que tienen las especificaciones descritas en el inciso 3.1.1.

3.1.5 GRAFICA DE DISEÑO DE MEZCLAS DE CEMENTO-BENTONITA

La fig III.5 permite estimar la resistencia a la compresión, la fluidez y la sedimentación que tiene una lechada con determinada relación cemento-agua y porcentaje de bentonita.



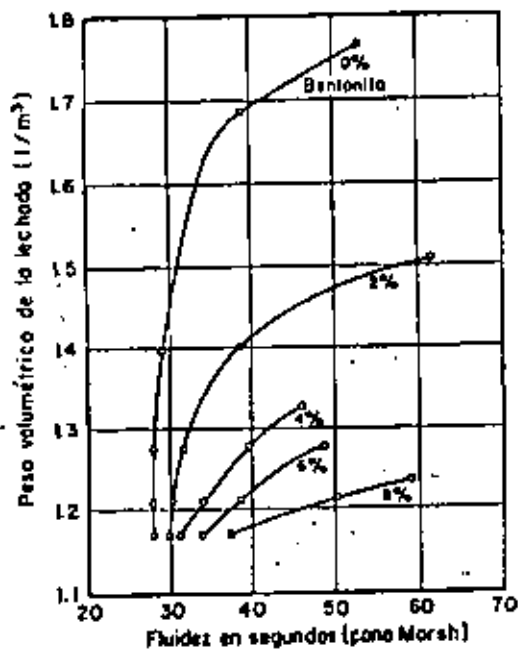


FIG III.4 Relación experimental entre el peso volumétrico de las lechadas y su fluidez

La banda ahumada corresponde a mezclas con fluidez de 30 a 42 segundos en el cono Marsh y decantación menor al 5 por ciento que son cualidades óptimas para la inyección.

Al emplear las gráficas de la fig III.5 deben tenerse presentes las especificaciones de los ingredientes y preparación de las mezclas que son las descritas en el inciso 3.1.1. Por ejemplo, la bentonita empleada tiene un límite líquido de 535 por ciento, cuando el límite líquido es menor mayor cantidad de bentonita será necesaria para obtener igual sedimentación.

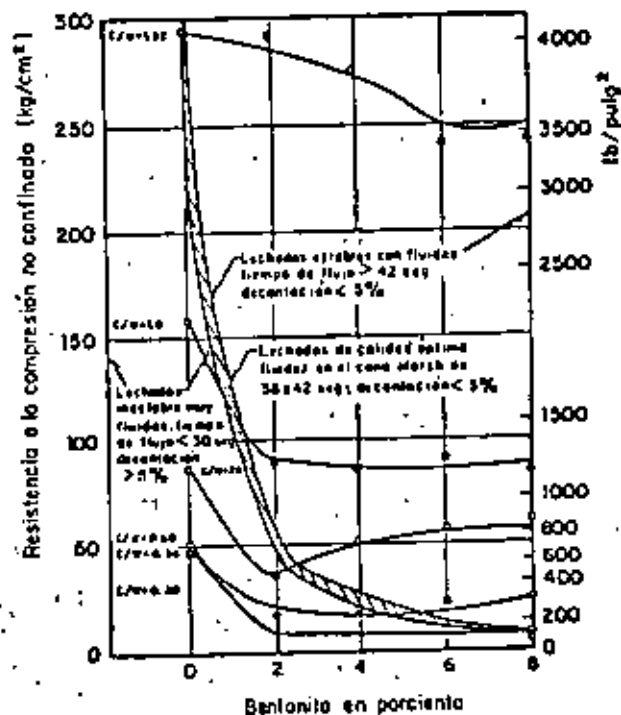


FIG III.5 Gráfica de diseño de mezclas de cemento-bentonita c/w = cociente cemento:agua en peso

3.1.6 CAMPOS DE APLICACION DE LAS LECHADAS

La tabla III.1 da una orientación sobre los campos de aplicación y clasificación geológica de los principales tipos de lechadas en uso actualmente (ref 3).



3.1.7 COSTOS

En el renglón inferior de la tabla III.1 se muestra el costo relativo de los diferentes tipos de lechadas. Este costo no incluye el transporte de los productos a la obra ni las diferencias de costo en la elaboración de las lechadas. Debe aclararse que no es posible calcular precios de inyecciones con la tabla anterior, ya que, por un lado al número de taladros puede quedar determinado por la naturaleza del terreno inyectado y la propia inyección se efectúa con velocidad diferente con cada lechada.

El costo del producto inyectado es en la mayoría de los casos el que predomina en el costo total del tratamiento. La tabla III.2 (ref 4) muestra el costo relativo de varios tipos de productos inyectables.

TABLA III.2 Costo relativo de varios tipos de productos inyectables

Producto	Costo relativo
Cemento Portland	1.0
Base de silicato al 15%	1.3
Base de lignosulfito	1.65
Base de silicato al 30%	2.2
Base de silicato al 40%	2.9
Resina de urea y formaldeído	6.0
Acilamida (AM-9)	7.0

3.1.8 PLANTA DE INYECCIONES

En la fig III.6 (ref 3), se presenta el esquema de una instalación proyectada para inyectar mezclas de cemento-bentonita con diferentes proporciones y dos tipos de lechadas con productos químicos. Las partes reconstitutivas de la instalación son las siguientes:

TABLA III.1. Campos de aplicación de las lechadas (ref 3)

Clase reológica	Suspensiones (Fluidos newtonianos)		Soluciones (Fluidos newtonianos)		Emulsiones grasas			
	Instalable	Estable	Soluciones coloidales (evolutivas)*	Soluciones porcas (no evolutivas)**	Lechadas expansivas	Orgánicas		
Tipos de lechadas	Cemento puro	Cemento con bentonita o arcilla	Bentonita de refino	Silicato de sodio (Gel de alta resistencia orgánica)	Resina orgánica	Lechadas expansivas	Orgánicas	
								Resina fibrosas y frías
Campos de aplicación	Resina fibrosas y frías	Grasa	Arena gruesa	Arena de media a fina	Arena fina			
Coefficiente de permeabilidad k (m/D)	> 5-10 ⁻³	1-5-10 ⁻³	> 5-10 ⁻³	> 10 ⁻³	> 10 ⁻⁴			
Superficie específica S (cm ² /cm ³)	< 50	< 150	< 150	< 400	< 1.000			
Crítica de inyección	Presión de resaca	Cantidad y presión limitada						
Costo rel. de prod. por m ³	1.8 / m ³	0.6 a 2 / m ³	0.5 a 0.7	\$ 0.7	2 a 4	15 a 40 / m ³ 100 a 200 / m ³	1.2	6

* Van expandidos progresivamente hasta fraguar
 ** Su viscosidad es constante hasta su fraguado

(1) Ambrosio, agosto 1964, Fluidos, perfiles, perforación, petróleo.
 (2) Inyección en el pozo de 26 a 49 ft.
 (3) Inyección permeabilidad (Lorenson, 1961).
 (4) Inyección de arena (Lorenson, 1961).
 (5) Inyección de arena (Lorenson, 1961).



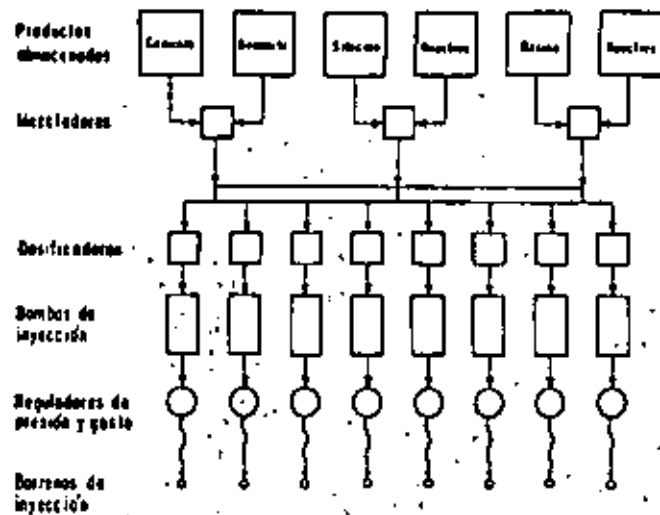


FIG III.6 Esquema de una planta de inyecciones

- a) Un silo de cemento, uno de bentonita y otros cuatro con productos químicos diferentes que se dosifican automáticamente antes de alimentar a tres mezcladoras.
- b) Ocho dispositivos para registro automático del peso y volumen de la mezcla inyectada, a continuación de las mezcladoras.
- c) Ocho bombas de inyección para impulsar la lachada a la perforación de inyección.

- d) Un regulador instalado a continuación de cada bomba de inyección interviene automáticamente cuando se alcanzan los límites prefijados de presión y volumen de mezcla inyectada.

3.6 REFERENCIAS

1. Burgin, C. R., "Investigation of the physical properties of cement-bentonite grouts for improvement of dam foundations", Master of science thesis, University of Florida, 1979
2. Papadakis, M., "L'injectabilité des cailloux et mortiers de ciment", Revue de Matériaux de construction, Paris, 1959, No 531
3. Tornaghi, R., "Iniezioni", Seminario sul consolidamento di terreni e rocce in posto nell'ingegneria civile, Strada, Italia, 1978
4. Marston, J. y Lonsden, T., "Grouting in soils", Report No FHWA-RD-76-76, Federal Highway Administration, Washington, D. C., Junio 1976





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION**

**ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
METODOS DE PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS**

**EXPERIENCIAS SOBRE EFECTOS DE VOLADURAS EN EXCAVACIONES
SUPERFICIALES Y A CIELOS ABIERTOS**

CIMENTACIONES ANCLADAS EN ROCA

JNG. RAUL CUELLAR BOJJA

JULIO, 1982

LEG 4 21

ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS

MÉTODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS

Por: Raúl Cuéllar Borja. *

RESUMEN:

Se presentan brevemente los criterios de análisis de estabilidad de taludes en función de las hipótesis de falla, dependientes de la geometría de la superficie de deslizamiento, de las fuerzas actuantes estáticas y dinámicas y de las características mecánicas de la roca en los planos de falla. Se describen los métodos preventivos y correctivos usuales en la estabilización de taludes en roca, como son los sistemas de drenajes mediante cunetas, subdrenes, barrenos, galerías filtrantes, etc. y se reporta utilización de anclas y/o muros de retención, así como, los movimientos de tierras, perfilamientos con explosivos e instrumentación.

Se revisan varios ejemplos sobre las causas de fallas de talud - presentadas en diversas Obras de la C.F.E. incluyendo las medidas preventivas y correctivas tomadas en cada caso, adicionando algunos datos sobre el costo de estos trabajos.

*Jefe de la Oficina de Mecánica de Rocas.

ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS,

MÉTODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS

HIPÓTESIS DE FALLA

Como base para el análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos es necesario establecer las siguientes hipótesis de falla:

- a) Geometría de la superficie de deslizamiento
- b) Fuerzas actuantes
- c) Características mecánicas de la roca en la zona de falla

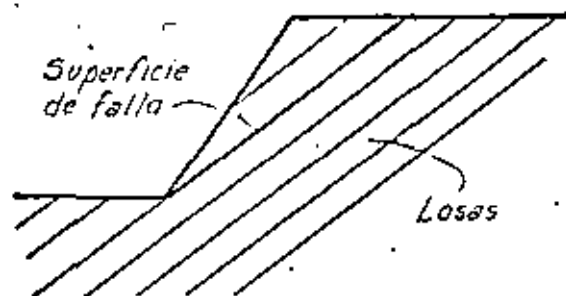
CASOS DE FALLA

Tomando en cuenta la anisotropía que generalmente se presenta en los macizos rocosos por la existencia de juntas (fracturas, fallas, estratificación, etc.) se presentan tres casos de deslizamiento y uno de volteo.

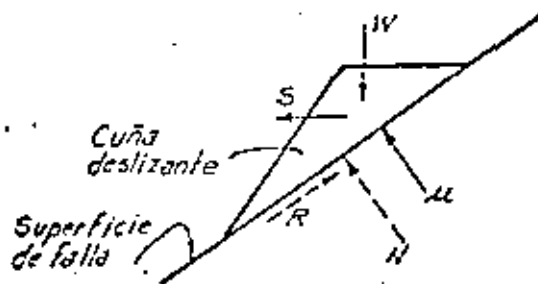
- a) Superficies planas (losas)
- b) Tetraedros
- c) Superficie cilíndrica
- d) Volteo

Caso de superficie plana

Este caso se presenta generalmente en rocas estratificadas, en las cuales la falla se presenta por el movimiento relativo de una losa sobre la otra. La superficie de falla coincide con una junta y el problema se analiza en forma bidimensional.



TALUD EN ROCA ESTRATIFICADA O ROCA FRACTURADA



FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Fuerzas conocidas:

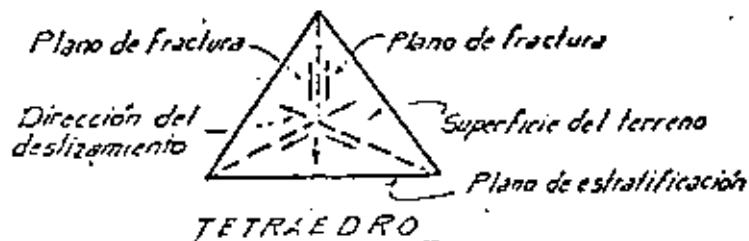
- W = peso propio
- S = fuerza horizontal por vibración
- μ = empuje hidrostático

Fuerzas dependientes:

- N = fuerza normal
- R = fuerza resistente o tangencial

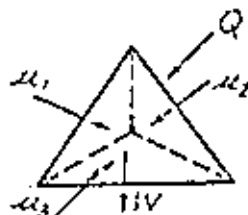
Caso de tetraedro

Este caso se presenta en mirtos rocosos que tienen por lo menos dos familias de fracturas y un plano de estratificación formándose un tetraedro.



Se presentan 6 posibilidades de deslizamiento, como se indica, pudiendo deslizar sobre una o dos caras, para lo cual se requiere hacer las siguientes hipótesis de resistencia.

- el material en los planos de contacto no resiste tensión
- el material en los planos de contacto es puramente friccionante
- el bloque es indeformable
- el plano de contacto es indeformable



- Q = fuerza exterior (empuje de otro cuerpo y/o vibraciones)
- W = peso propio
- μ = empuje hidrostático

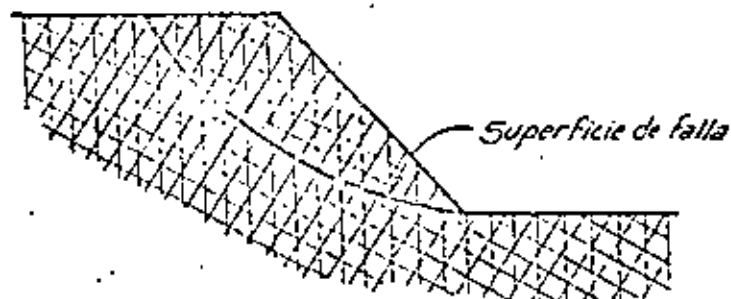
FUERZAS EXTERIORES

El análisis de estabilidad es tridimensional determinando la dirección en el espacio de las fuerzas actuantes y entonces determinar las componentes de resistencia en esos planos. Existen dos métodos de cálculo uno analítico por P. Londe y otro gráfico por K. John.

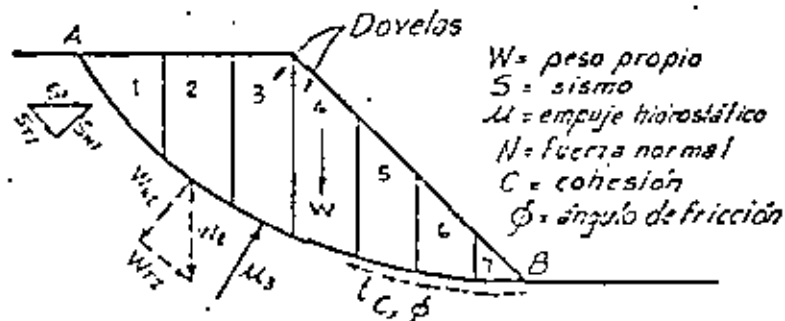
Caso de superficie cilíndrica

Se presenta en masas de roca con intenso fracturamiento, cuyo comportamiento es similar al de un enrocamiento.

Se analiza en forma bidimensional utilizando los métodos de la mecánica de suelos: Fellenius, Bishop, método sueco, círculo de fricción, etc.



ROCA INTENSAMENTE FRACTURADA



W = peso propio
 S = sismo
 U = empuje hidrostático
 N = fuerza normal
 C = cohesión
 ϕ = ángulo de fricción

FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES

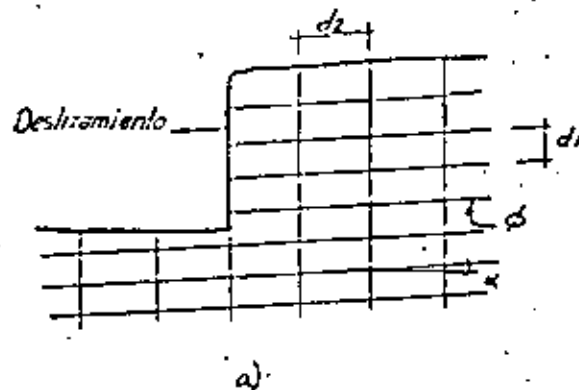
Factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{\sum \text{Fzas. Resistentes}}{\sum \text{Fzas. Actuantes}}$$

$$F.S. = \frac{C \cdot \widehat{AB} + \sum N \tan \phi}{\sum F.A.}$$

Caso de volteo

La falla por volteo en bloques de roca de un talud depende de la separación relativa entre planos de fracturas o juntas perpendiculares y del buzamiento que presenten. Las columnas subverticales con $\frac{d_2}{d_1} > 1$ pueden dar lugar a taludes seguros mientras que, cuando $\frac{d_2}{d_1} < 1$ se tienen taludes inseguros.



$\frac{d_2}{d_1} > 1$
 ϕ = ángulo de fricción
 α = echado

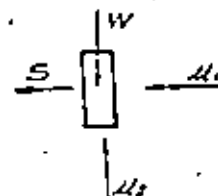
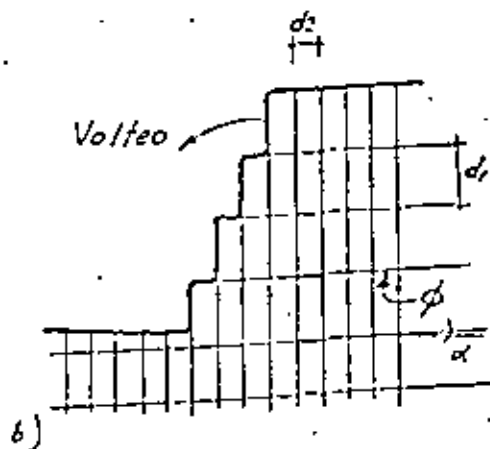


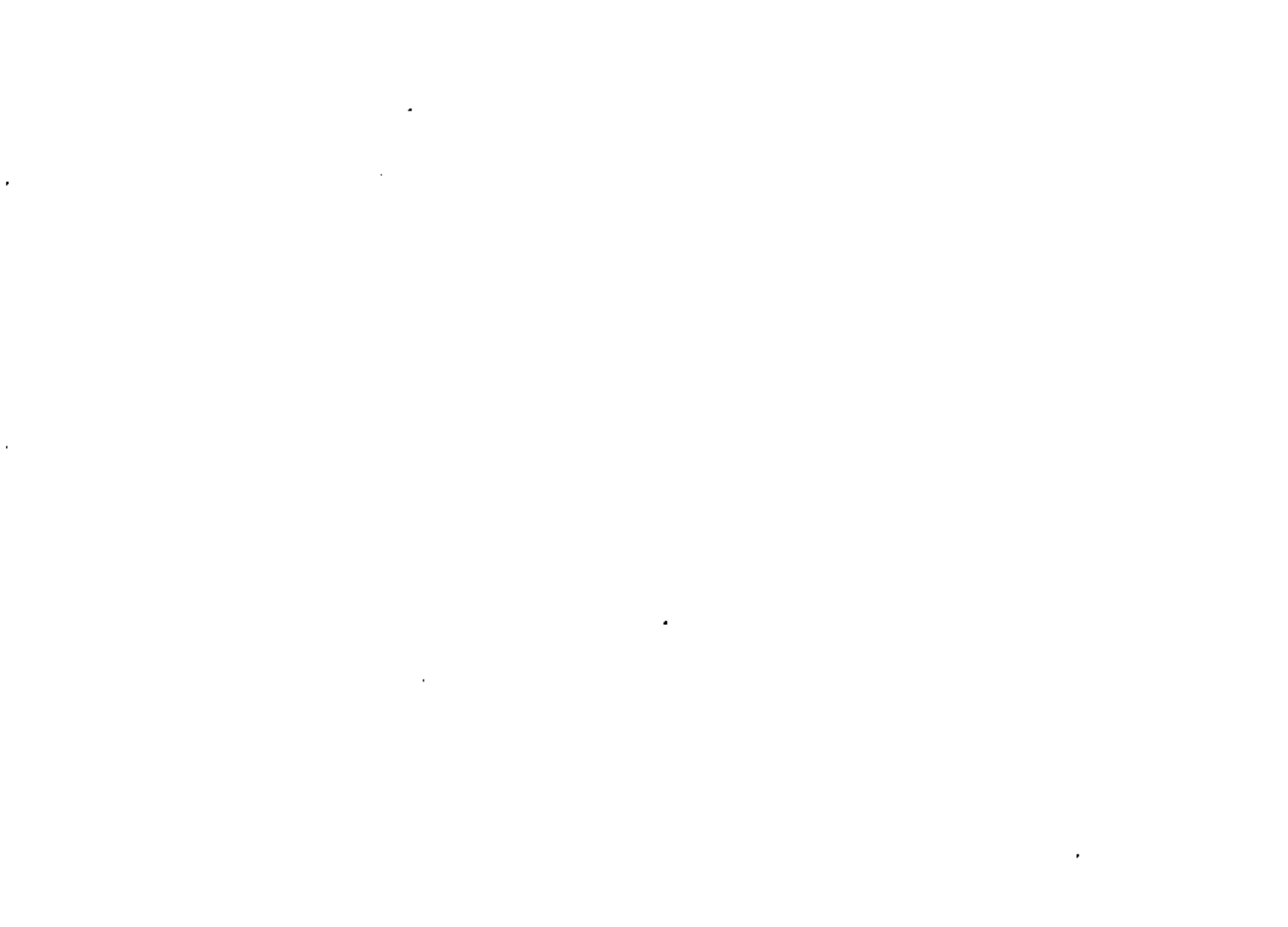
DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

W = peso propio
 S = sismo
 U = presión hidrostática
 $\frac{d_2}{d_1} < 1$



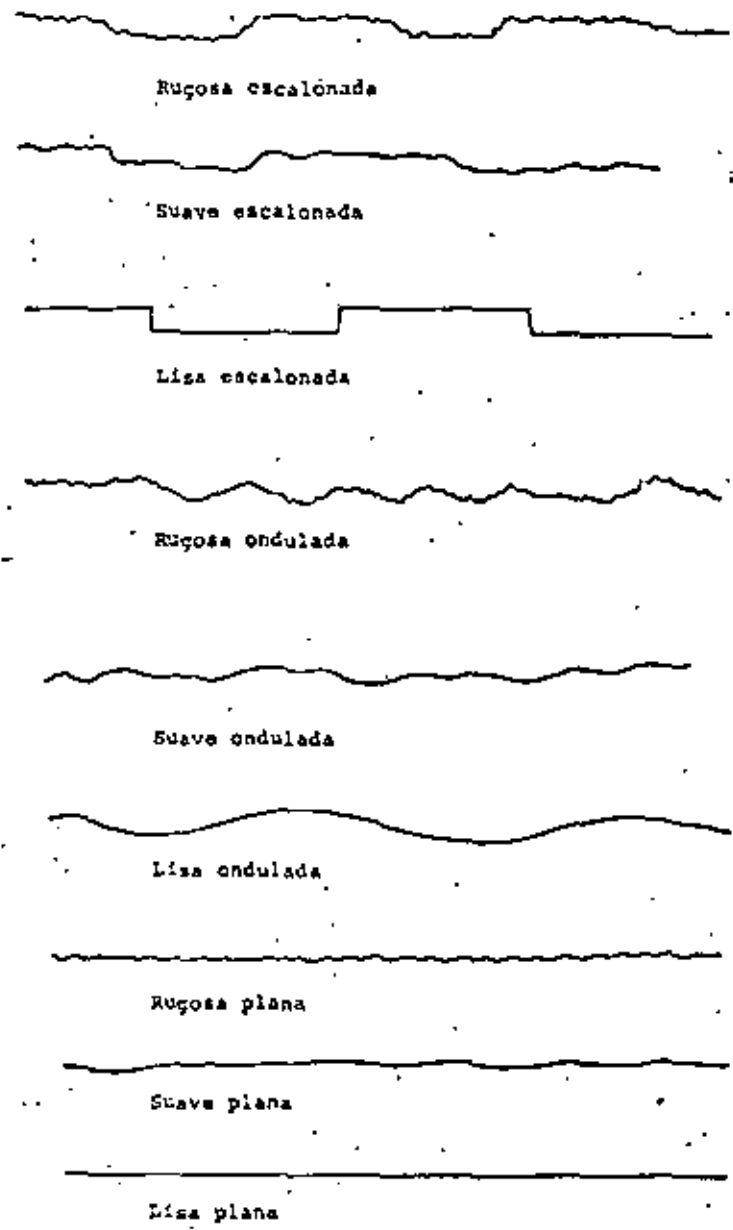
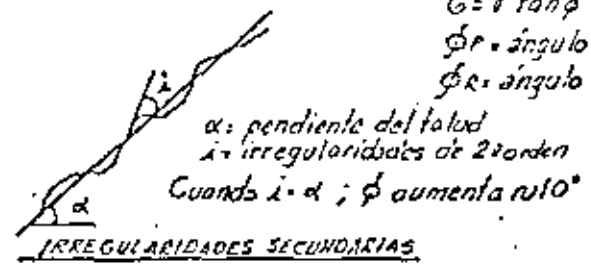
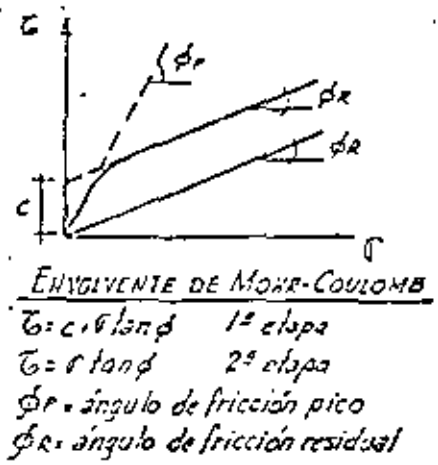
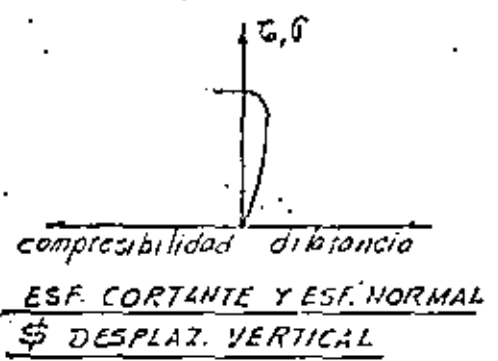
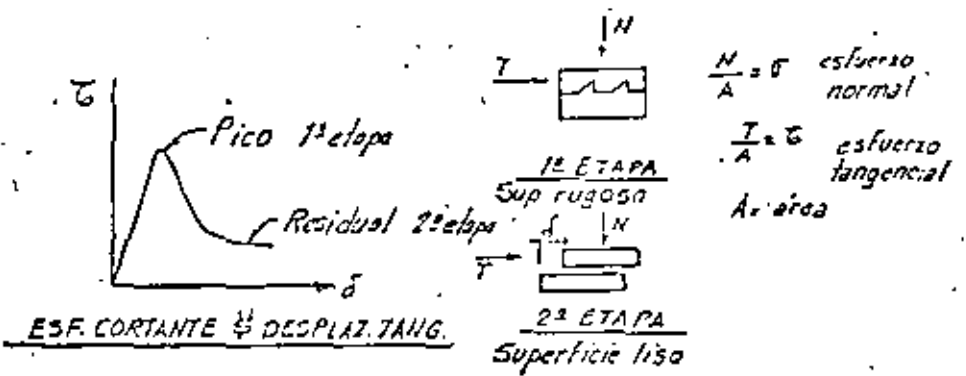
PATRON DE JUNTAS QUE PRODUCE VOLTEO

a) poca probabilidad de volteo b) alta probabilidad de volteo



RESISTENCIA AL EMPUJO CONTANTE

La resistencia al empujo contante en la superficie de falla, depende de las características del relleno de las juntas y de la rugosidad de estas, así como de la relación entre esfuerzos normales y tangenciales o cortantes. El efecto de la rugosidad es muy importante como puede verse a continuación:



ESTABILIDAD DE UNA CUÑA

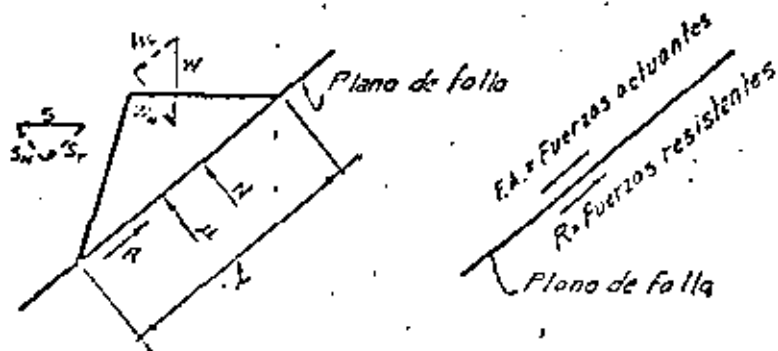


Diagrama de cuerpo libre

ANÁLISIS BIDIMENSIONAL

La estabilidad de la cuña se establece mediante la comparación de las fuerzas actuantes y resistentes en el plano de falla.

Así, el factor de seguridad $F.S. = \frac{R = \text{Fuerzas resistentes}}{F.A. = \text{Fuerzas actuantes}}$

- Si: $F.S. < 1$ se tiene equilibrio inestable
- $F.S. = 1$ se tiene equilibrio crítico
- $F.S. > 1$ se tiene equilibrio estable

EQUILIBRIO DE UNA CUÑA DE ANCHO UNITARIO

Relación entre esfuerzos normales y cortantes

$\tau = c + \sigma \tan \phi$ (1) $\tau = \sigma \tan \phi$ (2)

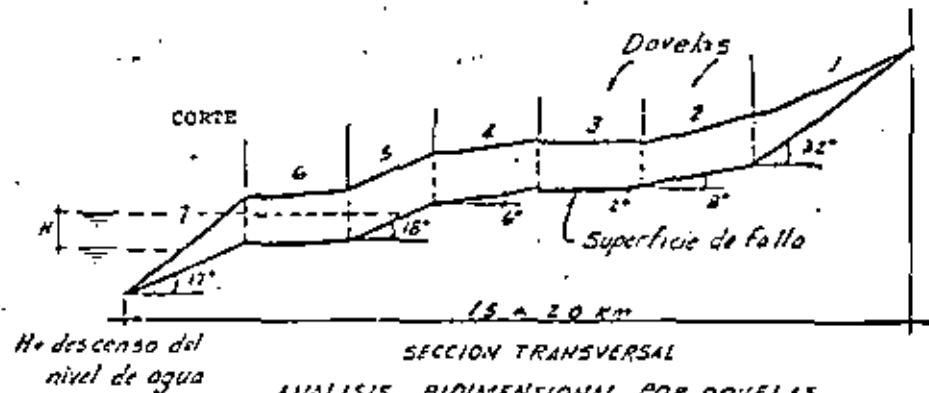
Utilizando la ecuación (2) que es más desfavorable para esfuerzos residuales, se tiene: $\tau \times L \times 1 = \sigma \times L \times 1 \times \tan \phi \therefore R = N \tan \phi$

$\therefore \Sigma [R] = \Sigma [N \tan \phi]$

$\therefore F.S. = \frac{\Sigma [N] \tan \phi}{\Sigma [F.A.]}$

TALUD CON SUPERFICIE DE FALLA CURVADA

El caso de la estabilidad de una masa de roca que presenta una superficie de falla con cambios de pendiente, puede analizarse en forma bidimensional analizando el equilibrio de secciones o dovelas, iniciando el análisis por la dovela superior, si ésta resulta inestable la carga en desequilibrio o empuje se toma en cuenta como fuerza actuando sobre la dovela siguiente y así subsecuentemente hasta llegar a la dovela inferior de manera que el factor de seguridad de esta última es el dato representativo del equilibrio general de la masa por deslizar.



ANÁLISIS BIDIMENSIONAL POR DOVELAS

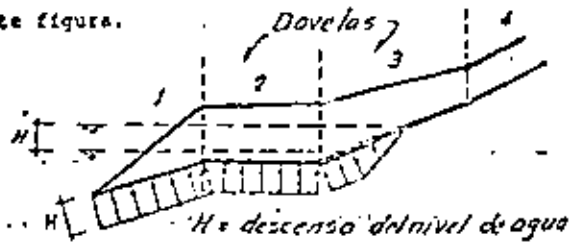


Polígono de fuerzas
 P: fca. externa; P: peso propio
 S: fca. fricción; H: suspensión;
 R: fuerza resistente; E: empuje en desequilibrio

DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE

PRESION HIDROSTATICA

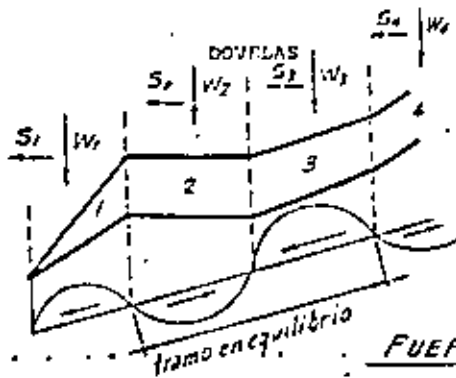
Cuando el plano de falla está constituido por una junta cerrada o con relleno arcilloso, se considera que la junta es impermeable de manera que si se produce un descenso del nivel del agua, ese desnivel se traduce en subpresión uniforme como se indica en la siguiente figura.



SUBPRESION

FUERZAS SISMICAS

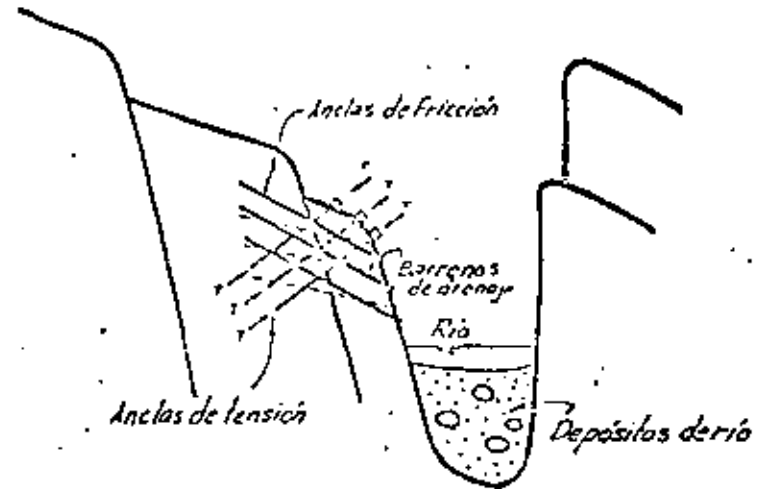
El efecto dinámico de las fuerzas por sismo pueden considerarse como fuerzas externas horizontales tomando un coeficiente de aceleración de la gravedad que puede disminuirse multiplicando por el cociente de la relación entre las áreas circunscritas por las ondas senoidal y rectangular. También puede ser que al vibrar dos secciones con diferentes frecuencias la componente sísmica se anule, sin embargo considerando que esto no sucede es más conservador.



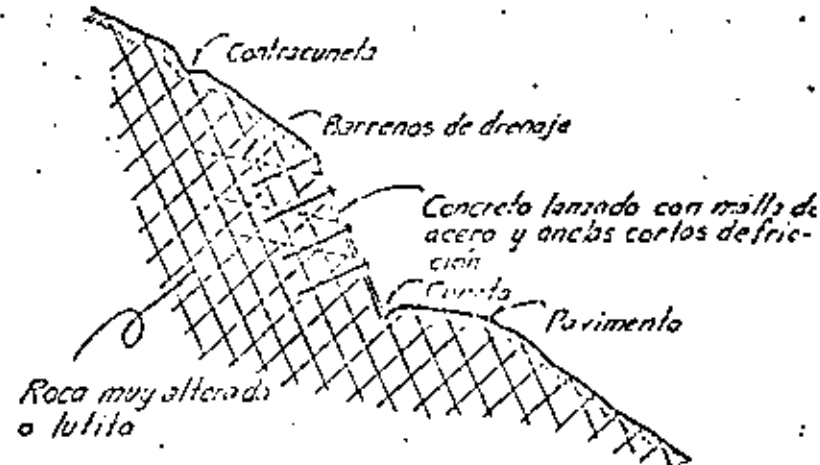
Fuerza sísmica $S = c \times W$, en donde:
 c = coeficiente sísmico y W = peso prop.
 $c(g)$; c es función de la aceleración de la gravedad; puede reducirse por 0.64 que es la relación de áreas de las ondas senoidal y rectangular.

FUERZAS SISMICAS

SISTEMAS DE SOPORTE CON ANCLAS Y CONCRETO LANZADO



TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCION Y TENSION

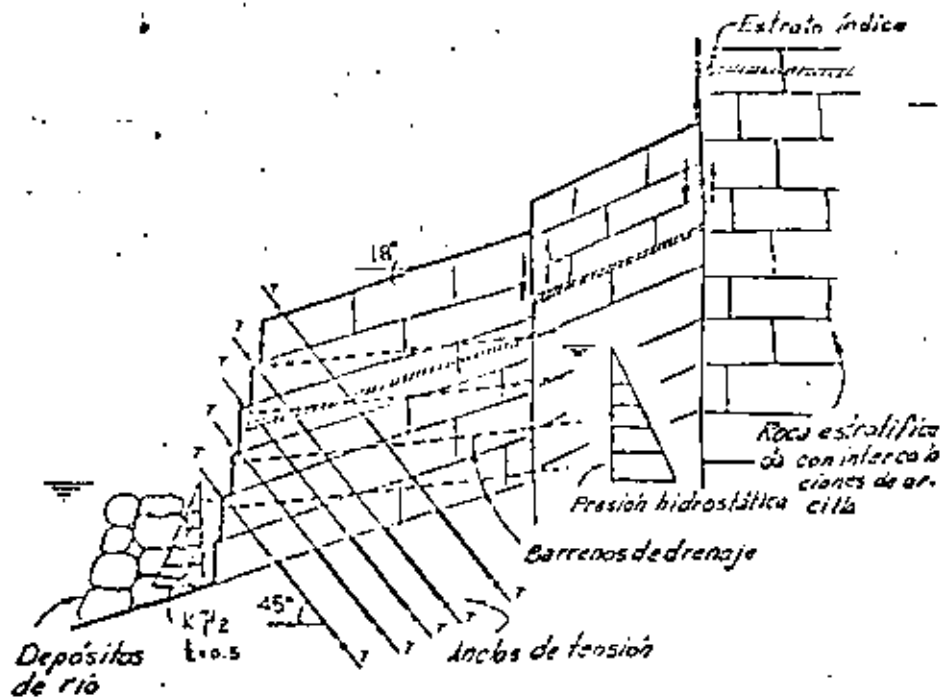


TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCION Y CONCRETO LANZADO CON MALLA METALICA



ANCLAJE EN TALUDES

A continuación se muestra un sistema de soporte de taludes a base de anclas de tensión postensadas y barrenos de drenaje. En el diseño de este anclaje se ha tomado en cuenta el empuje hidrostático, el efecto de sismo y el soporte de los depósitos del río.



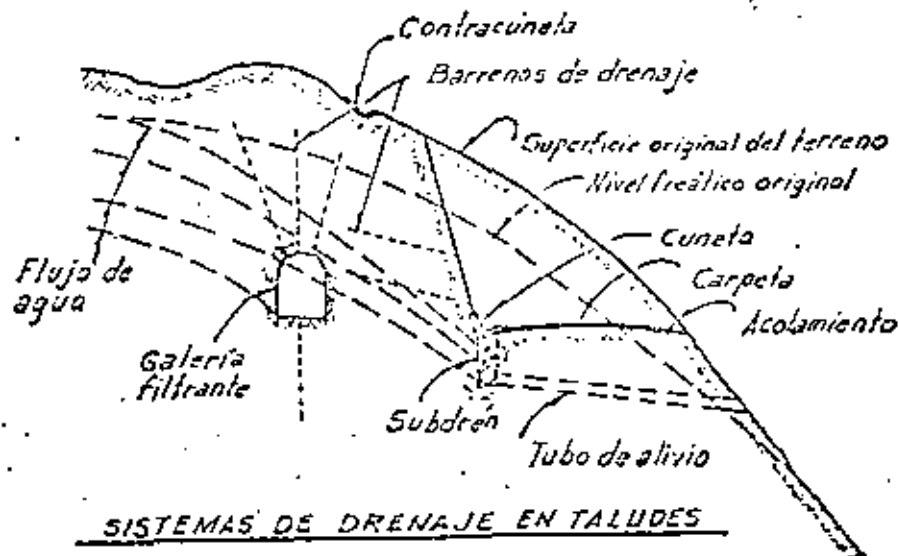
TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE TENSION
EN ROCA ESTRATIFICADA

SISTEMAS DE DRENAJE EN TALUDES

De la relación entre esfuerzos cortantes y normales de Mohr-Coulomb, $\tau = \sigma \tan \phi$, puede verse que los esfuerzos cortantes dependen de los esfuerzos normales.

Cuando existe presión hidrostática en forma de subpresión la fuerza normal tiende a disminuir con la consiguiente disminución de la fuerza cortante: $\tau = (\sigma - u) \tan \phi$, en donde $u =$ subpresión.

De acuerdo con lo anterior, se comprende la importancia del drenaje en la estabilidad de taludes. En la figura de abajo se muestran los sistemas de drenaje usuales.



SISTEMAS DE DRENAJE EN TALUDES

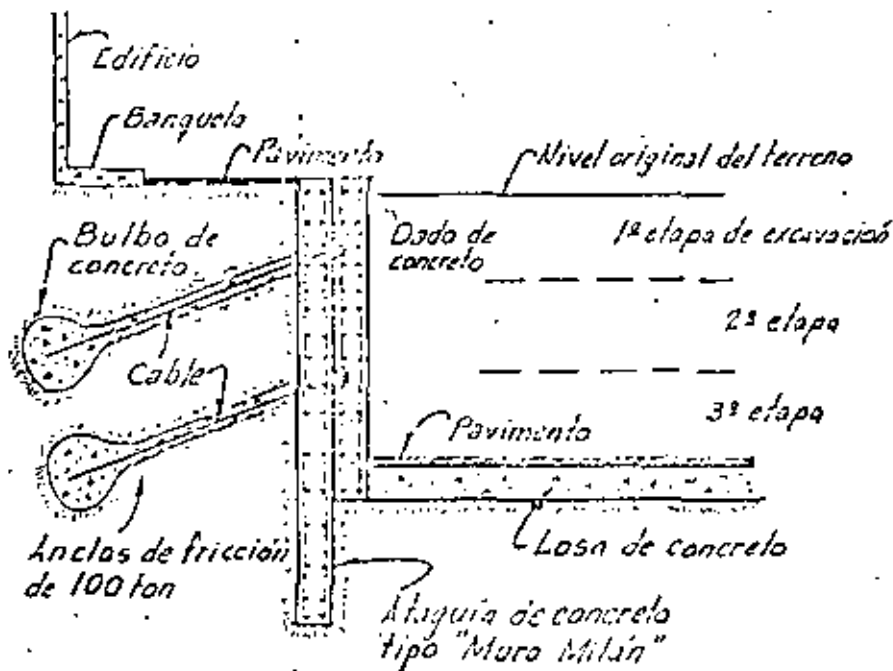
.

.

†

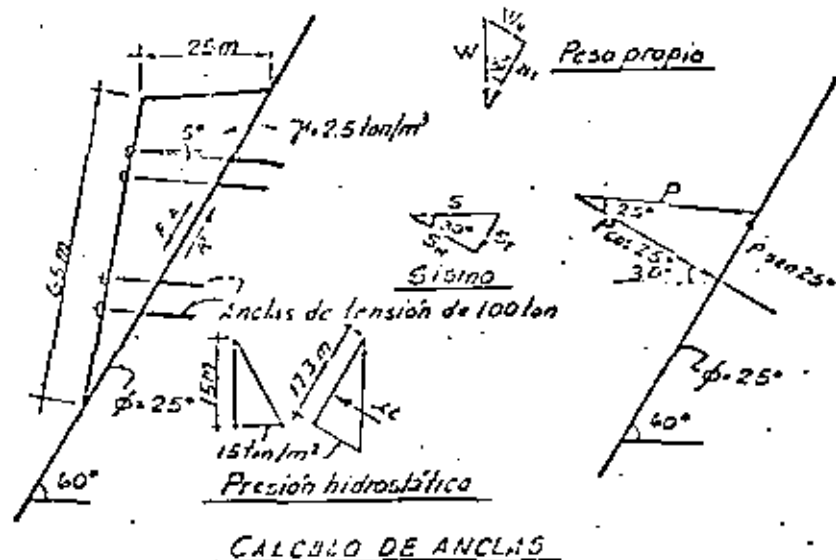
MUROS DE RETENCIÓN ANCLADOS EN SUELOS

Cuando no es posible el uso de troqueses para darle apoyo al muro de retención, cuando la excavación es muy grande se usan anclas de fricción inyectadas formandoles bulbos de apoyo en el fondo de las anclas.



TALUD EN SUELO APOYADO CON MURO DE CONCRETO
SUJETADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN

EJEMPLO DE CALCULO DE ANCLAS EN UN TALUD



CALCULO DE ANCLAS

$$W = \frac{2.5 \times 6.5}{2} \times 2.5 = 801 \text{ ton}$$

$$W_N = 801 \sin 30^\circ = 400 \text{ ton}$$

$$W_T = 801 \cos 30^\circ = 694 \text{ ton}$$

$$S = 0.1 W = 80 \text{ ton}$$

$$S_N = 80 \cos 30^\circ = 69 \text{ ton}$$

$$S_T = 80 \sin 30^\circ = 40 \text{ ton}$$

$$H_H = \frac{15 \times 17.3}{2} = 128 \text{ ton}$$

$$\Sigma F.A. = W_T + S_T \\ = 694 + 40 = 734 \text{ ton}$$

$$\Sigma F.R. = \Sigma [N] \tan \phi \\ = W_N - H_H - S_N \\ = [400 - 128 - 69] \times 0.466 = 95 \text{ ton}$$

Fuerza tangencial que debe aplicarse con las anclas:

$$R = 790 - 95 = 695 \text{ ton}$$

Fuerza normal que se debe aplicar con las anclas:

$$695 = P \cos 25^\circ \tan \phi + P \sin 25^\circ$$

$$\therefore P = 823 \text{ ton}$$

$$\text{Presión de anclaje: } \frac{823}{6.5 + 1} \\ = 13.4 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando arcos de 100 ton

$$\text{Área de influencia} = \frac{100}{13.4} = 7.5 \text{ m}$$

Separación $S = 2.7 \text{ m} \times 2.7 \text{ m}$

FUERZAS ACTUANTES EN UN TALUD

- a) PESO PROPIO
- b) PRESION HIDROSTATICA
- c) SOBRECARGA: ESTATICA.- Puentes, edificios, terraplenes
DINAMICA.- Vibraciones

Vibraciones: Naturales.- Sismos, colapsos de cavernas,
tsunamis, truenos, etc.

Artificiales.- Explosivos.- Nucleares, excavaciones
en roca

Paso de vehiculos.- Llantas, orugas,
F.F.C.C.

FUERZAS RESISTENTES EN UN TALUD

a) FUERZAS TANGENCIALES

Estas fuerzas son dependientes de las fuerzas normales y del ángulo de fricción.

CAUSAS DE FALLA DE UN TALUD

a) DISMINUCION DE RESISTENCIA AL CORTE EN EL PLANO DE FALLA

- Saturación de la superficie de deslizamiento
- Disminución de la fuerza normal por subpresión
- Falla progresiva por acumulación de energía con el tiempo
- Falta de confinamiento lateral

b). AUMENTO DE FUERZAS ACTUANTES

- Sobrecarga: estática y/o dinámica
- Empuje hidrostático

MEDIDAS PRIMARIAS Y CORRECTIVAS CONTRA FALLA DE TALUDES

a) DISMINUCION DE FUERZAS ACTUANTES

- Eliminación de peso propio y sobrecarga en la zona actuante
- Drenaje para aumentar la fuerza normal
- Amortiguamiento de ondas de choque mediante trincheras:
 - Sistema natural - Fallas, fracturas abiertas, cañadas
 - Sistema artificial, - Zanjas y colchón de aire y contra-corriente en medios fluidos.

b) AUMENTO DE FUERZAS RESISTENTES

- Colocación de sobrecarga en la zona resistente
- Drenaje para evitar saturación del plano de falla
- Aumentar la presión normal en el plano de falla mediante el uso de anclas de tensión

c) CONTROL MEDIANTE INSTRUMENTACION

- Medición de desplazamientos horizontales en superficie
- Medición de desplazamientos verticales en superficie
- Medición de desplazamientos horizontales dentro de la masa de roca.

SISTEMAS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

DRENAJE

Cunetas y aliviaderos
 Contracunetas
 Alcantarillas
 Subdrenos
 Galerías filtrantes
 Barreros de drenaje

ANCLAJE

Anclas de fricción
 Anclas de tensión
 Tendones

MUROS DE RETENCION

Concreto
 Mampostería

MOVIMIENTO DE MATERIALES

Cortes o bermas en zonas de carga actuante
 Terraplén en zonas de carga resistente

CONCRETO LANZADO Y MALLA

Para estabilización local

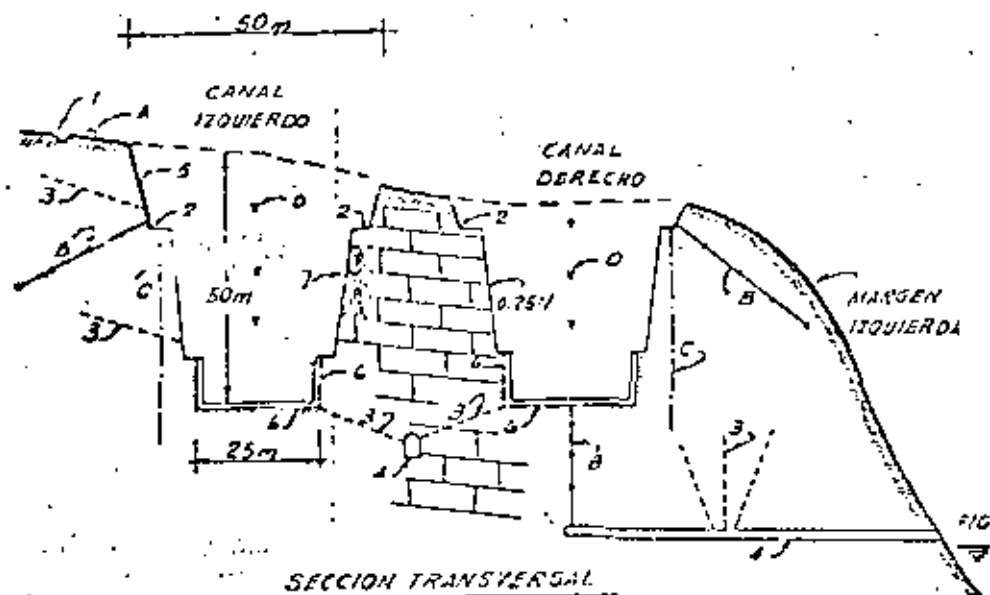
PERFILAMIENTO DE TALUDES

Uso de voladuras de precorte para estabilización local

Sistema de drenaje e instrumentación en canales verticales

Como medida preventiva contra la falla de talud se implementó un sistema de drenaje constituido por canchales en muros y lotas en la zona revestida, desagüandose mediante barrenos a una galería central. Superficialmente se construyeron lotas y se hicieron barridos en paredes. A la vez se instaló un sistema de control de desplazamientos mediante instrumentación.

Hasta la fecha no se han presentado problemas de estabilidad y solo durante la construcción se presentaron fallas locales en zonas de fracturas y disolución, resolviéndose mediante rellenos de mampostería.

SISTEMA DE DRENAJE Y PROTECCION

1. Contracuneta
2. Cunetas
3. Barrenos de drenaje
4. Galería filtrante
5. Grava
6. Canchales
7. Relleno de mampostería

INSTRUMENTACION

- A. Mojoneeras (10)
- B. Extensómetros longitudinales (8)
- C. Inclínómetros (6)
- D. Bancos de nivel profundo (6)

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

1.- Verticales

Costo de la estructura: \$ 300 x 10⁶

a) Costo sistema de drenaje:

Contracunetas y Cunetas:	470 000
Barrenos de drenaje	650 000
Galerías de drenaje	2 000 000
Grava:	250 000

\$ 3 370 000 Costo relativo: 1.12%

b) Costo de instrumentación:

Mojoneeras (10):	20 000
Extensómetros longitudinales (8):	200 000
Inclínómetros (6):	150 000
Bancos de nivel profundos (6):	75 000
Equipo, medición y procesamiento datos:	500 000

1 025 000 Costo relativo: 0.34%

2.- Obra de Toma

Costo de la estructura: \$100 x 10⁶

a) Costo sistema de soporte

Tratamiento de la roca inyecciones	500 000
---------------------------------------	---------

Anclas pretensadas
120 pa x 8000,00

1 000 000

1 500 000 Costo relativo: 1.5%

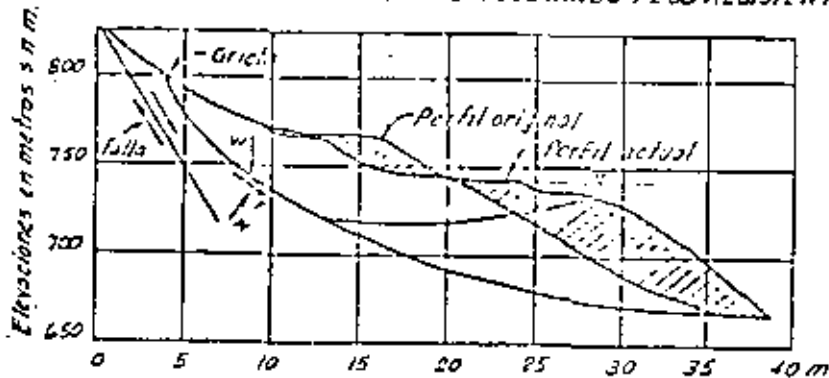
P. H. SANTA ROSA, JAL.

En la zona vecina al canal de llamada del vertedor sobre la margen derecha, se detectó una zona inestable que cubre aproximadamente 700 000 m³ hacia el año 1964. La solución que se le dio fue la de colocar material para aumentar el peso al pie del talud. Se colocaron aproximadamente 100 000 m³.

Durante el primer llenado los desplazamientos horizontal y vertical fueron del orden de 2.5 m, de entonces a la fecha el desplazamiento ha continuado a una velocidad del orden del centímetro por año. Desde 1965 hasta 1976 la operación de la planta se restringió para que no se presentaran descensos en el embalse mayores de 15 cm/día para evitar problemas de subpresión. A la fecha se ha modificado este criterio sin que se haya acelerado el movimiento del talud.

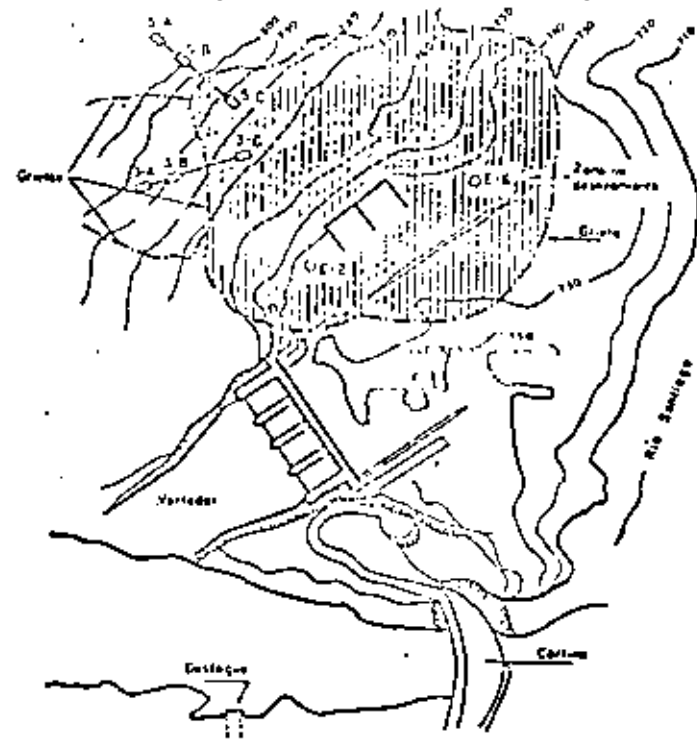
Toda el área tiene un sistema de control de desplazamientos horizontales y verticales a base de extensómetros superficiales eléctricos y mecánicos, lances de nivel, líneas de colimación, inclinómetros, vertederos y platómetros.

ESTABILIZACIÓN DEL TALUD COLOCANDO PESO RESISTENTE



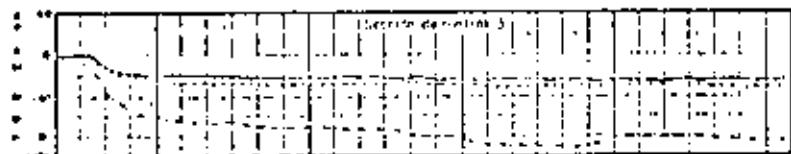
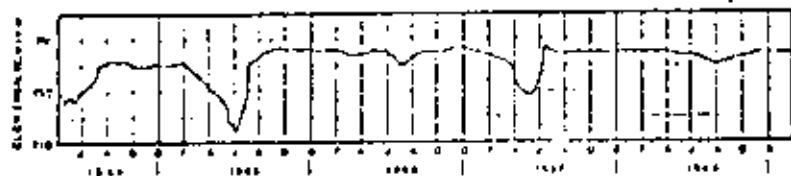
ZONA DEL CANAL DE LLAMADA VERTEDERO SANTA ROSA, JAL.

Se estabilizó el talud colocando 100 000 m³ de material en la zona resistente.



Zona de deslizamiento cercano al vertedor de la presa Santa Rosa, Jalisco, localización de instrumentos de observación

24.



Desplazamientos verticales - - - - -
 Desplazamientos horizontales - - - - -
 Desplazamientos horizontales - - - - -

Desplazamientos verticales y horizontales en dos estaciones del vertedor de Santa Rosa

P. H. SANTA ROSA, JAL.

COSTOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

Costo de la Planta: $\$900 \times 10^6$

1.- Vertedor

- | | |
|--|---------------------------|
| a) Movimiento de tierras.- $100\ 000\ m^3$ | $\$50.00 = 5 \times 10^6$ |
| b) Instrumentación - | 1×10^6 |
| c) Equipo, mediciones y proceso de datos | 1×10^6 |

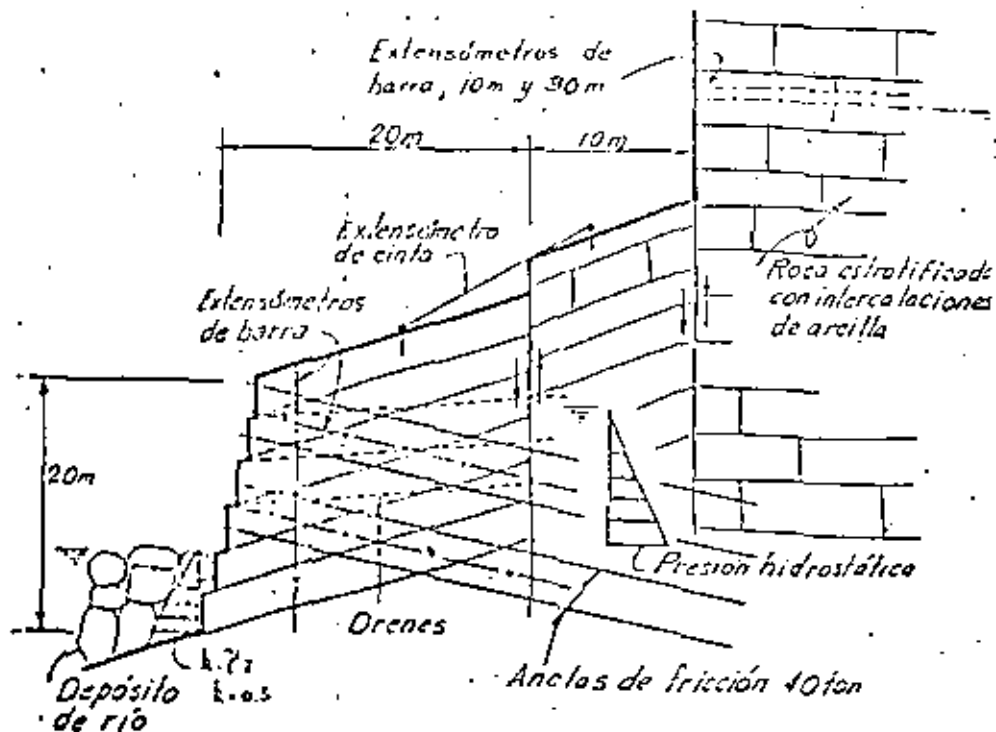
2.- Otros taludes

- | | |
|--|------------------------|
| a) Anclaje postensados de 40 ton. a 100 ton. | |
| $1\ 750\ pzs \times 15\ 000$ | $\$ 26.25 \times 10^6$ |

Costo relativo = 3%

ANCLAJES EN TALUDES EN LA P.H. CERRASÉN, CHS.

Cauce del río. Coliza estratificada con intercalaciones de arcilla. Se utilizaron 570 anclas de fricción de \varnothing 1 1/2" acero grado duro, con longitud variable entre 24 m y 32 m. Al profundizar la excavación se fueron realizando barrenos de drenaje. El control de desplazamiento, se realizó mediante extensómetros mecánicos y superficiales complementados con nivelación de precisión.



TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN
ROCA ESTRATIFICADA

———— Anclas
 - - - - - Extensómetros
 - - - - - Drenes

COSTO DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES1.- Estabilización de bloques Planta de Producción de materiales.-

No. de anclas: 50

Costo: \$ 4 x 10⁶ (Incluyendo renta de andamios + barrenos de drenaje)Pérdidas:Equipos: 1 Tractor; 1 cargador; \$ 2 x 10⁶

Vidas humanas: 3

Costo por ancla = $\frac{6 \times 10^6}{50} = \$ 120 000.00$

Tiempo perdido: 5 meses.

2.- Estabilización cauce del río.-

No. de anclas: 700

Costo por ancla = \$ 20 000

Costo total: \$ 14 x 10⁶Instrumentación:

Extensómetros (27) \$ 100 000

Barras de Nivel (16) 10 000

Referencias superficiales (7) 5 000

Equipo de medición: 100 000

Materiales y procedimientos

100 000
<u>\$ 125 000</u>

Drenajes:

20 barrenos x 30 m = \$ 180 000

Tiempo de trabajo: 3 meses

P.H. CHICOMEN, GHS.3.- Fragmentación de bloques en Cañada Seca.-

Voladura de bloques	\$ 200 000
Protección de túneles faisas.	" 75 000
	<u>\$ 275 000</u>

Tiempo perdido: 1 mes.-

P.H. IXTAPANTONGO, MEX.zona de tubería de presión junto a la casa de máquinas.-

La conducción a presión está con ataludada por tres tuberías exteriores.- En el tramo de llegada a la casa de máquinas entre los machones 9 y 10 estos conductos están apoyados sobre depósitos de talud constituidos por rocas volcánicas.- Desde la época de construcción entre 1945 y 1952 hasta la fecha, se han producido movimientos de tipo "creep" en la zona correspondiente al depósito de talud con una velocidad de desplazamiento del orden de 5 mm/año en dirección diagonal con la tubería.-

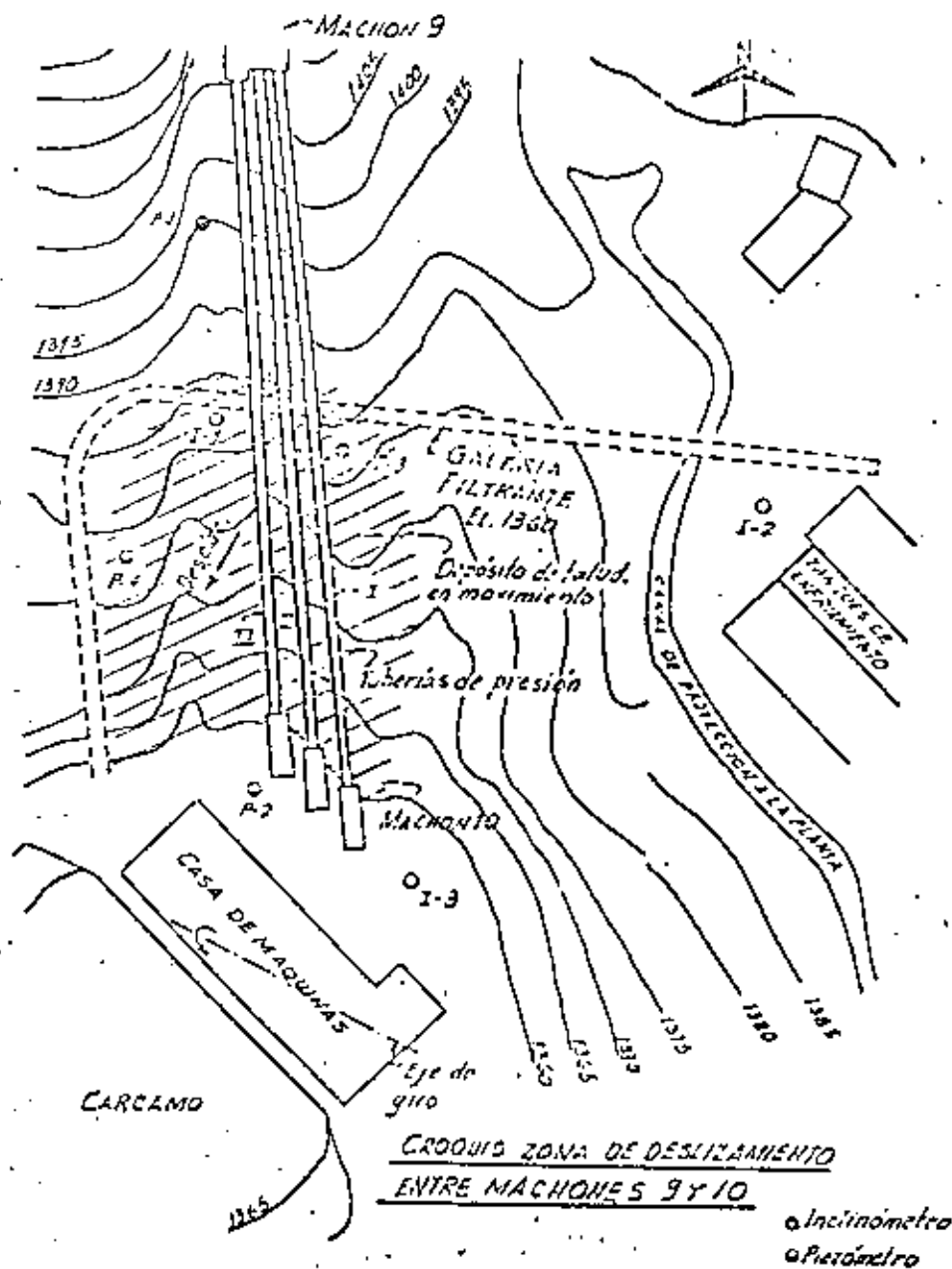
El movimiento se inicia desde el contacto con la roca fija aproximadamente a la mitad entre los apoyos 9 y 10 hacia abajo, incluyendo al círculo de la casa de máquinas que también ha sido alcanzado por este efecto, ocasionando desplazamientos verticales diferenciales hasta de 15 mm que llevaron a la necesidad de reinvolar la Unidad No. 3 en el año 1975.-

Los movimientos relativos entre el terreno y la tubería han producido empujes horizontales sobre los apoyos de las silletas de soporte que ha ocasionado la ruptura de varias de ellas en vista de que no tienen libertad de desplazamiento transversal.- Este efecto se ha disminuido eliminando las restricciones de los apoyos al movimiento transversal de la tubería.- Se ha considerado que el movimiento del talud es ocasionado por el flujo de aguas subterráneas ya que el material de talud cubre parcialmente el cauce de un arroyo antiguo.- Además de que durante las exploraciones geológicas en

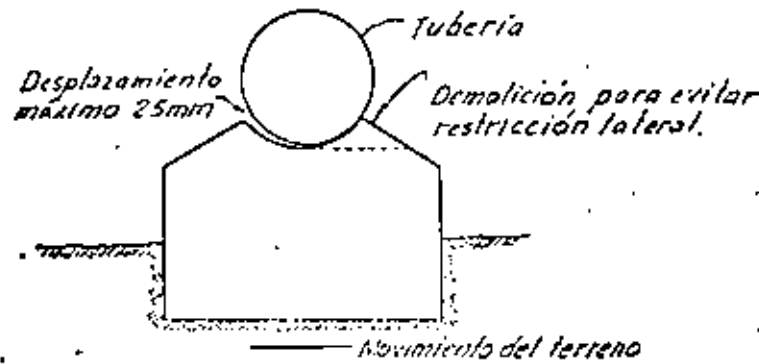
los años 1970 y 1973 se presentó artesianismo en un barrero del talud y en un barrero de la plataforma inferior de casa de máquinas. Con objeto de disminuir el movimiento de este talud en el año 1974 se construyó una galería filtrante a la elevación del pie del talud pasando a unos 25 m por debajo del terreno en la zona de contacto con la roca fija. Esta galería filtra un gasto de 4 lt/seg y faltan aún de ejecutar barreros radiales habiéndose logrado disminuir la velocidad de movimiento a 1 mm/año.

Se tiene instalado un sistema de control de desplazamientos mediante colimación, extensómetros de cinta y nivelación de precisión, complementados con piezómetros e inclinómetros.

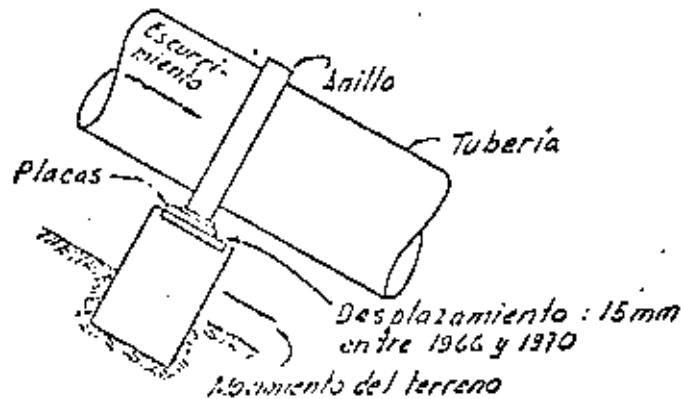
P.H. IXTAPINTONGO, MEX.



P.H. IXTAPANTONGO, MEX.



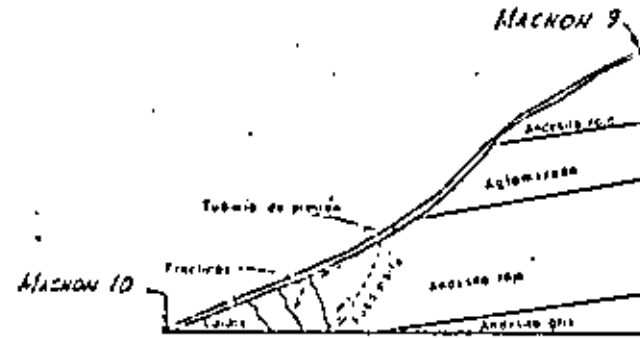
SILLETAS DE APOYO
PARA TUBERIAS I Y II
(Vista desde aguas abajo)



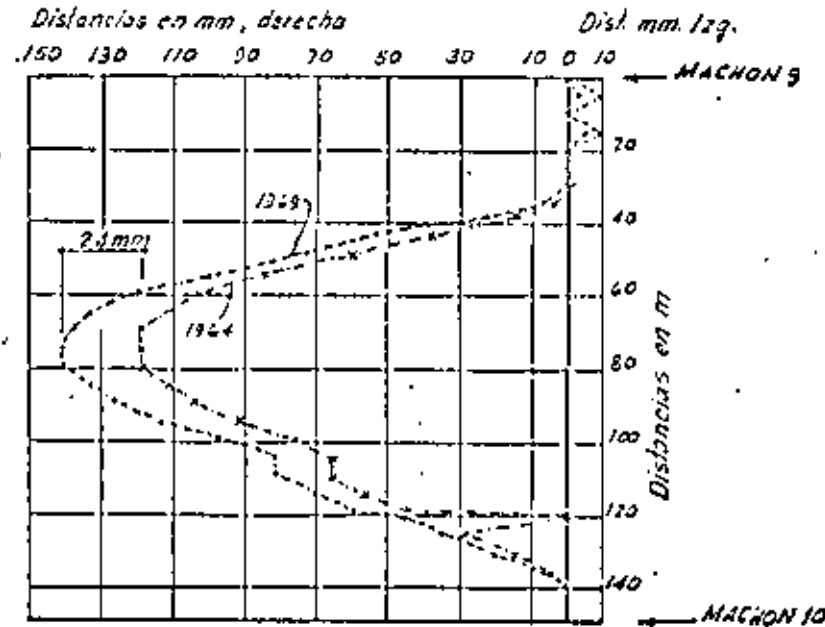
SILETA DE APOYO
PARA TUBERIA III

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE EL TERRENO Y LAS TUBERIAS

P.H. IXTAPANTONGO, MEX.



Perfil esquematizada mostrando los trazos de los diferentes flujos y la orientación que guardan las fracturas de tensión



TUBERIA J
DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

P.H. INTAJANTONCO, MEX.

COSTOS DE ESTABILIZACION DEL TALUD

Costo de la Planta: $\$150 \times 10^6$ Capacidad: 100 000 KWa) Costo sistema de drenaje

Galería de drenaje \$ 1 500 000

Drenaje radial (barre-
non) 1 000 000

Pantalla de drenaje 400 000

2 900 000 Costo relativo = 2 %

b) Costo de Instrumentación

Inclinómetros - 3 \$ 200 000

Piezómetros (N y A) 8 120 000

Fabricación referencias 50 000

Equipo de medición 100 000

Medic. y proceso datos 500 000

\$ 970 000 Costo relativo = 0.65%

c) Costo estudio geológicoExploración y est.
geológicas \$ 1 000 000

Top. de detalle 50 000

\$ 1 050 000 Costo relativo = 0.7%

P.H. EL INFIERNILLO, MICH.Zona de vertederos y obra de tuma

Los portales de entrada de los túneles vertedores y de tuma sobre la margen izquierda, quedaron localizados en la formación del conglomerado silíceo con intenso fracturamiento de origen tectónico.

Cuando se excavaron los portales ocurrió un desplazamiento del talud, de 2 a 3 cm, en todo el frente de excavación, a través de uno de los planos de estratificación, con formación de grietas en varias zonas del corte. Se suspendió el trabajo y se excavaron dos galerías de exploración. A 5 m del frente, apareció una franja de roca intensamente fracturada y alterada. El resultado de estas investigaciones (fue: 1) desplazar las estructuras del vertedor 12 m hacia el río, con objeto de reducir el volumen de la excavación y 2) aplicar en todos los cortes de esta zona, una precompresión de 7 ton/m² mediante anclajes con inclinación de 45° respecto a los planos de estratificación y de 18 a 25 m de profundidad.

Se utilizaron barras de 1.25 pulgadas de diámetro, espaciadas a 7.5 m tensadas a 42 ton, también se usaron anclajes formados por alambres de acero, de 7 mm de diámetro. Ambos tipos se alojaron en perforaciones de 7.5 cm, fijando a la roca el tramo interior de 4 m con mortero inyectado. Periódicamente se verifica la tensión y a partir de la segunda revisión, la pérdida de carga en las anclas ha resultado menor que 10% por año.



2. AL. EL INFIERNILLO, MICH.

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES.

Costo de la Planta: \$ 1400 x 10⁶

1.- Vertedor y Obra de Toma. Estabilización de taludes en roca

No. de anclas: 2 000

Tipo de ancla: de Tensión, de barra ϕ 1 1/2" x 12 m

Carga de trabajo: 40 ton

Costo por ancla: \$8 000.00

Costo total: 516 x 10⁶

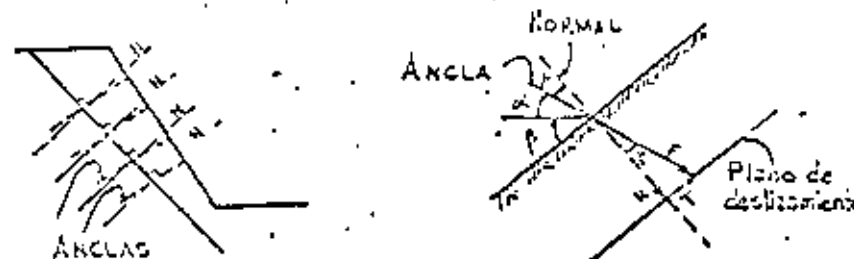
Costo relativo = 14

ANEXO

RESISTENCIA ADICIONAL DE LAS ANCLAS EN LA SUPERFICIE DE TALZA

Las anclas de tensión tienen un mejor comportamiento si están inclinadas respecto a la normal al plano de deslizamiento ya que tendrán componente normal y tangencial en dicho plano.

La resistencia adicional del ancla (R) en la superficie de deslizamiento puede expresarse en función de la carga F de las anclas como se indica:



$$R = T + N \tan \phi$$

$$F \cos \alpha = F \sin (\alpha + \beta)$$

$$\left(\frac{\pi}{2} - (\alpha + \beta) \right) = \gamma$$

$$F \sin \gamma = F \cos (\alpha + \beta)$$

$$R = F [\cos (\alpha + \beta) + \sin (\alpha + \beta) \tan \phi]$$

el valor máximo de R es:

$$\frac{dR}{d\alpha} = 0 = -F \sin (\alpha + \beta) + F \cos (\alpha + \beta) \tan \phi$$

$$\tan \phi = \tan (\alpha + \beta) \therefore \phi = \alpha + \beta$$

Conocido β y conocido ϕ se puede conocer la α del ángulo de inclinación de las anclas.

SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE MECÁNICA DE ROCAS RELATIVO
A CIMENTACIONES DE PUENTES - SEPTIEMBRE 27 - 29, 1978

RIO DE JANEIRO, BRASIL.

EXPERIENCIAS SOBRE EFECTOS DE VOLADURAS EN EXCAVACIONES
SUPERFICIALES Y A CIELO ABIERTO

Por: Raúl Cuéllar Borja
Comisión Federal de Electricidad

Jefe de la Oficina de -
Mecánica de Rocas

12 de octubre, 1978.

INTRODUCCIÓN

El tema que vamos a tratar se refiere a las experiencias que hemos tenido en dos de nuestras principales Plantas Hidroeléctricas: La Angostura y Chicoasén, ambas en el Estado de Chiapas.

La Angostura está terminada y Chicoasén está actualmente en construcción. Las dos Plantas se encuentran localizadas sobre el Río Grijalva.

La roca en ambos sitios está constituida por calizas estratificadas y arrecifales, con predominio del primer tipo de estructura, el cual tiene además capas delgadas de arcilla interestratificada.

RESUMEN

Uno de los puntos de vista principales que se deriva durante la exposición del tema se refiere a que los especialistas en Geotecnia, deben tener una idea clara acerca de cual será en forma aproximada el comportamiento estructural de las masas de roca durante la construcción, tomando en cuenta que en la mayor parte de

las veces, el comportamiento estructural de la roca depende del procedimiento constructivo y, por lo tanto en estos casos, los resultados numéricos acerca de ese comportamiento no tienen ningún sentido. Por ejemplo: el cálculo de los esfuerzos y desplazamientos. Otro de los puntos principales está relacionado a los métodos que podemos utilizar para preservar la estabilidad de un talud contra los efectos de las voladuras de explosivos, y al final, se hace énfasis en poner la atención al siguiente evento: ¿porqué tenemos tantos accidentes por el uso de explosivos?. A este respecto, se presentan algunos puntos de vista a considerarse en la solución de este problema. En adelante de ello, un servidor considera que el principal factor es que tanto los Ingenieros Civiles como los Ingenieros Geólogos, no tienen las bases técnicas desde la carrera normal de Licenciatura, para tener la capacidad de realizar un trabajo seguro. En relación a esto último mencionaré que las pérdidas humanas, materiales y económicas llegan a alcanzar niveles importantes. Sólomente las pérdidas económicas en estas dos grandes Obras tenidas en accidentes derivados del uso de los explosivos se estiman entre \$ 100 a 150 x 10⁶. Ahora vamos a ver algunas transparencias:

1a. Transparencia

Aquí se muestra el cañón de la Presa Chicoasén, el cual tiene cantiles verticales en ambas márgenes hasta de 200 m. de alto. La raya roja muestra la altura de la presa, en la parte superior de la margen izquierda pueden verse cicatrices semejantes a cicatrices que constituyen los resgos clásicos de deslizamiento de masas de roca ocurridos en el pasado. El plano de deslizamiento coincide con el contacto entre calizas estratificadas de la parte superior con calizas masivas de la parte media del cañón, en el cual el achado es cerca de 15°

Esta fotografía fue tomada en Marzo de 1975 un día antes de realizar el desvío del río. En la parte media de la fotografía se ve la protección de aguas abajo muy próxima a cerrar el cauce.

2a. Transparencia

Aquí en la fotografía de la izquierda se observa la protección de aguas arriba a punto de cerrar el cauce para desviar el río y en la fotografía de la derecha, sobre la margen izquierda, a unos 500 m. aguas arriba del eje de la cortina marcada con una raya roja, está ubicado el Canal de llenado del Vertedor y corresponde a una zona en la cual la estratificación tiene un echado variable entre 8° y 14° y será una de las estructuras acerca de cuya estabilidad trataremos más adelante. También se ve la protección de aguas arriba a punto de cerrar el río. La ataguía de aguas abajo no se ve por la curva del cañón y por que la distancia entre ataguías es casi 800 m.

3a. Transparencia

Aquí se ve la cortina con los diferentes materiales que la constituyen, mostrándose el avance tenido hasta Agosto de 1978. También pueden verse el concreto de regularización del cauce en ambas márgenes y por arriba del material impermeable los andamios que se utilizan para el tratamiento de la roca mediante inyecciones de cemento y anclajes. La altura de la cortina en esa fecha es más o menos de 100 m. con un volumen colocado del orden de $6 \times 10^6 \text{ m}^3$. Al fondo puede verse uno de los sistemas de transporte de materiales mediante bandas, conocido como "bench conveyor". Pueden verse algunos equipos grandes de transportación de materiales finos, como son las vagonetas de descarga de fondo de 70 ton. de capacidad.

4a. Transparencia (Fig. 1)

Esta es un esquema de la Planta Hidroeléctrica Chicoasen. La longitud --

de la Proxa de enrocamiento es aproximadamente de 1 km. La Casa de Máquinas y estructuras auxiliares están localizadas sobre la margen derecha. Los dos Túneles de Desvío están sobre la misma margen.

El Vertedor constituido por tres túneles, está sobre la margen izquierda y tiene un Canal de llenado de 150 m. de ancho por 100 m. de largo y 45 m. de profundidad, localizado en las celizas estratificadas de la parte superior, que tienen echados variables entre 8° y 20°. Durante las excavaciones de banqueo para profundizar este canal, se produjo la falla de uno de los pilares de roca existentes entre los portales de los túneles cuyo sucoso verazos con mayor detalle e continuación. Los pilares de roca son los salientes que se observan en el canal. Al fondo en la margen izquierda se muestra una cascada llamada Cascada Seca la cual se utiliza como almacenamiento de materiales para abastecer una planta subterránea de trituración primaria en donde se inicia el transporte de materiales con bandas hasta la Planta de tratamiento y clasificación exterior conocida como Planta T-1.

5a. Transparencia (Fig. 2)

Esto es un esquema en perspectiva del Canal de llenado del Vertedor, en el cual puede verse el pilar de roca del lado derecho fallado cuando tenía 20 m. de alto al momento de efectuar una voladura de banqueo en el canal, a una distancia de 150 m. El volumen de la voladura fue de 1550 m^3 utilizando 4.5 toneladas de explosivos que corresponden a un factor de carga de 300 gr/m^3 , utilizando 13 tiempos. Con estos datos se calcula que la velocidad de la partícula en el pilar de roca pudo haber sido entre 20 y 30 cm/seg., con lo cual se produjo la falla por tensión del pilar de roca en el plano de contacto con los portales de los túneles, deslizando el bloque sobre el plano de estratificación inferior.

El valor calculado de la velocidad está dentro de los valores que ocasionan ruptura de la roca por tensión y es 7 a 3 veces mayor que las velocidades usuales permitibles. También se muestra el soporte de los portales de los túneles proporcionado por un Preanclaje vertical constituido por anclas de fricción de acero de alta resistencia de 1 1/2" de diámetro por 12 m. de longitud y un anclaje Postensado, constituido por anclas de alambres de 100 ton. de capacidad del tipo DBRV.

6a. Transparencia

Esta es una vista del Canal de llamada, antes de la falla de los pilares de roca.

7a. Transparencia

Aquí puede verse el pilar de roca del lado derecho partido en dos grandes bloques. Para que tengan una idea de las características del equipo de construcción, el banco donde está la Pala tiene 15 m. de alto y los túneles ahora tienen 10 m. de ancho y al final de la excavación tendrán 14.5 m. de ancho, los camiones son de 50 ton. y son los de mayor capacidad -- utilizados hasta ahora en una Obra Civil, la Pala es eléctrica y tiene una capacidad de 11 yd³ = 8.25 m³.

8a. Transparencia

Esta es una vista vertical del plano de deslizamiento del pilar, coincidente con una capa gruesa de arcilla, interestratificada, de unos -- 20 cm. de espesor que se ve de color gris oscuro. El desplazamiento -- en el extremo izquierdo es de unos 2 m.

9a. Transparencia

Aquí se ve otro aspecto del canal con los pilares de roca en proceso de demolición. El pilar izquierdo aún cuando sufrió menos daños fue --

necesario también demolerlo parcialmente y a una altura menor que el pilar derecho, esos cubitos que se observan sobre los portales de -- los túneles son los cabezales de las anclas postensadas de 100 ton., las cuales jugaron un papel muy importante que evitaron la falla de todo el portal.

10a. Transparencia

Aquí puede verse la reposición de uno de los pilares de roca por una estructura celular de concreto armado, y aquí ustedes podrán notar -- la diferencia del costo de las dos estructuras.

11. Transparencia (Fig. 3)

Esta es una sección transversal del Canal de llamada mostrando la estructura de la roca. El echado de los estratos en la zona de los pilares de roca es de 14° y se indican también los sistemas de soporte de los portales de los túneles a base de anclas. Los cuadritos rojos -- representan las anclas postensadas DBRV de 100 ton. y las rayas verticales verdes representan el preanclaje vertical de fricción de las barras de acero de 1 1/2" x 12 m. de largo. El ancho de 35 m. de los túneles será el mayor del mundo para este tipo de Obras. En los pilares entre túneles puede verse la reposición de rocas por concreto.

12a. Transparencia (Fig. 4)

Esta es una sección longitudinal del Canal de llamada, mostrándose -- también la estructura de roca y el sistema de soporte de los portales de los túneles mediante anclajes, colocados previamente a la excavación.

13a. Transparencia (Fig. 5)

Esta es una sección transversal de las estructuras subterráneas de la margen derecha. Aquí tuvimos algunos problemas de estabilidad de las paredes de la Casa de Máquinas, después de la excavación de los Túneles de Barras que conectan las cavernas de la Casa de Máquinas con la Galería de Transformadores. Esto se solucionó colocando aproximadamente 150 tendones de 40 ton. de capacidad constituidos por barras de acero de alta resistencia de 1 1/2" de diámetro, están indicados con las rayas rojas. Antes de la excavación de estos Túneles de Barras no habíamos tenido problemas de estabilidad en las paredes de estas excavaciones. El comportamiento estructural de la masa de roca ha sido observado mediante extensómetros longitudinales del tipo mecánico sobre las paredes y el interior de la bóveda, y también mediante inclinómetros en ambos lados de la caverna de la Casa de Máquinas complementados con extensómetros longitudinales sobre la bóveda, del tipo de posición múltiple dentro de barrenos y con control remoto, colocados desde las galerías de instrumentación excavadas expresamente. Los desplazamientos máximos medidos sobre la bóveda fueron de 7 mm. y sobre las paredes de 9 mm., los cuales fueron aceptables y concordaron con los calculados teóricamente, sin embargo, al momento de tensar los tirantes que comprimen el muro de roca entre las cavernas mencionadas se observó una compresibilidad de la roca hasta de 10 cm. Esto ya fue producido por el efecto de los explosivos al excavar los túneles de Barras que decomprimieron el bloque central de roca entre las cavernas de

Casa de Máquinas y Transformadores.

14a. Transparencia

Esta es una falla de talud sobre el contil de la margen izquierda a la altura de la ataguía de aguas abajo, ocurrida durante la excavación llevada del interior de la montaña hacia la superficie, en uno de los túneles del sistema de la Planta Subterránea de trituración primaria hasta la Planta Clasificadora de materiales desde donde sería enviado por bandas hasta la Cortina. Pueda verse el bloque de roca antes y después de la falla. En la figura inferior se indican con los números 1 y 2 los bloques aflojados por esta falla de talud que comprende hasta 100 m. de alto y cuyos límites se parecen a la América del Sur, los túneles en excavación tenían 8 m. de diámetro. En este accidente, perdieron la vida 3 personas y quedaron destruidos 2 tractores y 1 cargador frontal, además de ocasionar un retraso de unos dos meses en la construcción de la Planta Clasificadora de materiales denominada T-1.

15a. Transparencia

Para soportar los bloques de roca vecinos al talud fallado, marcados como 1 y 2, fue necesario colocar unas 50 anclas postensadas de 100 ton. de capacidad con un costo aproximado de \$ 60,000.00 por ancla o sea 4×10^6 . Este alto costo fue debido al grado de dificultad de colocación de las anclas hasta esa altura de 100 m.

16a. Transparencia

Esta es una vista de la Cañada Seca sobre la margen izquierda del Río, aguas abajo de la Cortina, que mencionamos al principio, esta

Cañada se utiliza como almacenamiento de materiales para el abastecimiento a la Planta Subterránea de Trituración primaria y la zona aguas abajo de esta Cañada constituye la Cantero No. 1.

17a. Transparencia

Esta es una vista de aguas abajo hacia aguas arriba en que se observa esta Cantero 1, en donde se produce la roca que a su vez es lanzada hacia la Cañada, para su tratamiento y selección en la Planta Subterránea de Trituración Primaria. Se está atacando la parte superior y se observa el despalme para preparación de los bancos inferiores.

18a. Transparencia

Aquí se ve la falla de un talud ocurrida en la superior de esta Cantero durante las primeras voladuras de escala industrial, ocurrida junto a la margen izquierda de la Cañada Seca durante una voladura de banco de $10\ 000\ m^3$ que produjo la falla de talud de una masa de roca de unos $25\ 000\ m^3$ que deslizó aguas abajo de la Cañada en bloques con dimensiones de arista hasta de $15\ m$, que taparon la entrada del túnel de alimentación de la Planta Subterránea de Trituración Primaria ocasionando un retraso de 2 meses en la operación de la Planta. Como puede verse en la fotografía inferior. Esto ocasionó una suspensión de trabajos en la Cantero 1 de aproximadamente $2\ 1/2$ meses hasta que se desintegraron con explosivos grandes bloques y dejar de nuevo en funcionamiento la alimentación a la Planta.

19a. Transparencia (Fig. 6)

Este es otro caso de falla de talud ocurrido en la Sierra de la Cruzonerosa en rocas del tipo gneiss granítico, durante una voladura de trinchera de $100\ m$ de longitud para acomodar la tubería de conducción de agua potable del Acueducto Río Colorado - Tijuana, actualmente en construcción por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

Aquí se muestran los efectos de reflexión y refracción de las ondas de choque provenientes de la detonación de los explosivos contra el talud, ocasionando el giro de un bloque de roca de unos $20\ 000\ m^3$ de volumen. La reflexión y refracción de las ondas de choque se produjo sobre los planos de discontinuidad de la roca, constituidos por fracturas tectónicas, las cuales se encuentran a veces racionales por diques de Pegmatita.

19' Transparencia

Esta es una vista del talud donde se observa el corte en balcón para formar el piso desde donde se realizó la excavación en trinchera para alojar la tubería. En la parte superior se observa una zona blanca que viene a ser el reliz de la fractura de donde se originó el giro o despegue del bloque.

20a. Transparencia (Fig. 7)

Aquí han sido anotados los pasos que podemos seguir a modo de preservar la estabilidad de un talud contra los efectos de las voladuras.

Primero: Podemos calcular el máximo valor de γ para la estabilidad

crítica del talud y

Segundo: Diseñar voladuras controladas de tal manera que teóricamente no se alcance el valor del máximo q . Actualmente esto puede realizarse en grandes voladuras de banqueo utilizando una caja electrónica que ha sido desarrollada por una de las Compañías Fabricantes de Explosivos en México. Con esta caja se pueden detonar las cápsulas eléctricas de un solo tiempo, con diferencia de detonación de 8 milisegundos entre ellas, que es un tiempo suficiente para que no se sobreponga el efecto de las ondas de choque, obteniéndose así una liberación parcial de la energía proveniente de la voladura. Cuando no se cuente con este dispositivo deberán entonces realizarse voladuras parciales, con lo cual se obtendrá el mismo efecto en cuanto a energía liberada más no la misma fragmentación de la roca y

Tercero: Ejecución de las voladuras con personal entrenado y llevar un control de calidad mediante monitoreo.

7a. Transparencia (Fig. 8)

Este es un esquema de la Planta Hidroeléctrica La Angostura. La Casa de Máquinas está sobre la margen derecha y los Canales Vertedores sobre la margen izquierda, con un túnel de Desvío en cada margen.

Aquí tuvimos oportunidad de medir los efectos de las voladuras de banqueo durante las excavaciones de la Casa de Máquinas mediante

levantamientos geofísicos de refracción microsísmica, definiéndose la amplitud de la zona fracturada para tres tipos de voladuras controladas, como veremos adelante.

También durante las excavaciones del canal de llamada del Vertedor, se produjo un desplazamiento de unos 50 cm. en un trazo de 150 m. de longitud del muro central de roca, sin que se llegara a afectar la estabilidad de las paredes de los canales.

22a. Transparencia

Esta es una vista de la Prosa y los canales vertedores durante la construcción. Los canales tienen 50 m. de ancho en la superficie, 50 m. de profundidad y 1 km. de longitud.

23a. Transparencia

Esta es una vista de acercamiento de la Prosa en la cual puede verse la buena ejecución de los precortes sobre las paredes de los canales.

24a. Transparencia (Fig. 9)

Esta es una transversal de esta Prosa, aquí se muestran dos casos de efectos de explosivos, uno de ellos es el desplazamiento del muro central de roca entre los canales vertedores en un trazo de 150 m. de largo en la zona del canal de llamada es la parte marcada con color verde. El desplazamiento máximo fue de 50 cm. contra el echado, cuando el canal izquierdo estaba más bajo que el derecho, ocurrido durante la detonación de una voladura de banqueo de unos 2,000 m³.

El otro, es la falla de talud sobre la margen izquierda del cañón

durante la excavación de una de las Galerías de Inyección y Drenaje que iba avanzando desde dentro del macizo de roca hacia la superficie. Esta última falla ocasionó un retraso de 1 mes en la colocación del material impermeable.

25a. Transparencia

Esta es una vista del cañón durante las operaciones de limpieza del cauce del río, antes de la falla del talud.

Sobre la margen izquierda. Se ve el equipo de limpieza e inicio de las operaciones de tratamiento de roca mediante inyectado y con concreto dental.

26a. Transparencia

Aquí se ve el talud fallado en la sección superior y las excavaciones realizadas posteriormente para su regularización, mostradas en la sección inferior. Imagínese el costo del retraso de un mes en la operación de la planta en su 1ª etapa de 540 MW.

27a. Transparencia

Aquí se muestran algunos de los daños materiales ocurridos durante la falla de ese talud, afortunadamente no hubo pérdidas de vidas humanas.

28a. Transparencia (Fig. 10)

Aquí se muestran los desplazamientos medidos sobre las paredes de los canales vertedores utilizando inclinómetros y extensómetros longitudinales de control remoto.

El efecto principal de las voladuras de banqueo fue el giro de la

parte superior cuando los canales estaban profundizándose. El máximo desplazamiento de la parte superior fue de 3 cm. hacia el canal, mientras que en la parte inferior los desplazamientos fueron de 1.5 cm. hacia la montaña. Este último no concuerda con la dirección calculada de los desplazamientos que resultaron siempre hacia el canal.

El muro central de roca fue desplazado en ambas direcciones, siempre dependiendo de las profundidades relativas entre los canales.

También puede verse que los puntos considerados como fijos en los extensómetros longitudinales fueron definidos a través de los desplazamientos observados en los inclinómetros.

29a. Transparencia (Fig. 11)

Vamos a ver ahora el efecto de voladuras confinadas en excavaciones subterráneas. Aquí se ha indicado la amplitud de la zona de fracturamiento, ocasionadas por voladuras confinadas de Smooth-Blasting (Post-corte perimetral), determinadas por refracción microsísmica. Para los pequeños socavones de exploración geológica, la zona de fracturamiento definida alcanzó hasta 1.5 m. para voladuras con Smooth-Blasting, mientras que cuando se utilizó Precorte o Presplitting, la zona fracturada alcanzó solamente 10 a 20 cm.

En túneles grandes con voladuras de Smooth-Blasting la zona de fracturamiento alcanzó solamente 1 m.

30a. Transparencia (Fig. 12)

Aquí se muestra la amplitud de la zona fracturada por las voladuras controladas de banco ensayadas durante la excavación de la Casa de Máquinas. La longitud mínima de fracturas fue de 20 cm. para el Sistema de Línea y de 50 cm. para los sistemas en "V" y Cuna Central.

31a. Transparencia (Fig. 13)

Aquí se muestran las características de los tres tipos de voladuras ensayados indicándose la dirección principal del empuje ocasionado por la detonación de los explosivos y los valores de las longitudes de las fracturas medidas desde la pared.

32a. Transparencia (Fig. 14)

Aquí se muestra la comparación entre los efectos sísmicos y de voladuras en relación a la velocidad superficial del terreno o de la partícula.

En la gráfica superior izquierda se presenta la relación entre la velocidad de la partícula y la energía liberada por los explosivos en función de la distancia al punto de vibración y del peso de la carga detonada. La energía disminuye según la Ley de la raíz cuadrada o raíz cúbica del peso de los explosivos. Puede observarse como la velocidad de la partícula aumenta con el confinamiento, correspondiendo los máximos valores a las voladuras de precorte. En la parte inferior se muestra la variación de la Energía liberada por sísmos en términos de g y en función de la distancia al foco o a la falla causativa.

En la esquina superior derecha puede verse la velocidad de la partícula alcanzada durante los sísmos registrados de El Centro, California en 1940 y San Fernando California en 1971. Las velocidades máximas fueron de 40 cm/seg. para el sísmo de El Centro y de 100 cm/seg. para el sísmo de San Fernando. Como ustedes saben estos eventos ocasionaron fallas estructurales de edificios y muy probablemente fallas de taludes.

33a. Transparencia (Fig. 15)

Finalmente, se indican tres puntos de vista acerca de los efectos de las voladuras.

El primero es: La Producción contra la Seguridad. A esto respecto se indican los principales factores que producen accidentes como son:

- Un plazo corto del programa constructivo
- Desconocimiento de los efectos de las voladuras
- Diseño inadecuado de las voladuras
- Ausencia de monitoreo y
- Errores

Segundo: ¿Quién es el responsable de la ocurrencia de accidentes derivados del uso de los explosivos?

- ¿Los Ingenieros Proyectistas?
 - ¿Los Ingenieros Geotécnicos?, ó
 - ¿Los Ejecutores?
- Un Servidor considera que son los Ingenieros Ejecutores y los Geo-

técnicos y los que necesitan poner más atención sobre los efectos ocasionados por las voladuras en vista de que su intervención en la construcción de las obras es más directa.

Tercero, ¿Que podemos hacer para evitar accidentes?

Creo que una manera de avanzar sobre esto sería mediante:

- 1°. La enseñanza sobre el uso de explosivos en la Licenciatura de las carreras de los Ingenieros Civiles y de los Ingenieros Geólogos.
- 2°. Llevar a cabo programas de entrenamiento del personal que utiliza explosivos.
- 3°. Conocer y respetar las leyes de regulación sobre el uso de explosivos y finalmente.
- 4°. Llevar un control de los efectos de los explosivos mediante Monitoreo.

Atentamente,

Raúl Cuéllar Borja .

CIMENTACIONES ANCLADAS EN ROCA

Raúl Cuéllar Borja *

Se presentan en forma resumida algunas experiencias sobre el desarrollo tenido en el uso de anclas en cimentaciones apoyadas en roca, dentro de la Comisión Federal de Electricidad, desde 1972 hasta la fecha. El desarrollo de este tipo de cimentaciones ha sido propiciado por la necesidad de simplificación de los procedimientos constructivos tradicionales, de soportar las cargas de tensión con peso propio y/o peso muerto de las cimentaciones. Lo anterior ha sido facilitado a través del uso, cada vez más eficiente, de las máquinas de barrenación en roca.

El tema comprende las siguientes partes:

- a) El uso de anclas en cimentaciones apoyadas en roca, es básicamente para soportar cargas de tensión, mencionando las ventajas económicas y de construcción.
- b) Descripción de algunas de las sollicitaciones de carga externa que se presentan en las cimentaciones ancladas en roca como son: presión de viento, efecto de vibraciones sísmicas o de maquinaria, empujes sobre muros de contención, rotura de cables, subpresión hidráulica por escurrimientos de agua sobre estructuras hidráulicas, presión de par por flujo de agua a través de la roca de cimentación en estructuras hidráulicas, subpresión atmosférica por efectos de flujo turbulento en estructuras hidráulicas y fuerzas de expansión por efectos de saturación de la roca de cimentación.
- c) Relación de estructuras y elementos estructurales más usuales, en los que se utilizan anclas para soportar las cargas de tensión transmitidas a su cimentación, enumerando las siguientes: Muros de contención, Estructuras hidráulicas, Torres, Columnas, Torres, Marcos, Muertos, Bases para maquinaria.

- d) Consideraciones sobre el diseño de cimientos anclados en roca. Lucha en lo referente al conocimiento de las propiedades geomecánicas de la roca (caracterización del macizo rocoso), incluyendo la determinación o suposición del flujo de agua a través de la roca y efectos de expansión de la misma por calcificación, como en la geometría misma de los cimientos para aumentar su resistencia estructural, tratando de eliminar o disminuir apreciablemente los momentos flexionantes, de tal manera que resulten elementos estructurales simples como: columnas cortas, muros de anclaje, muros en voladizo, etc. Se menciona también la revisión de los efectos potenciales de corrosión en las anclas y su prevención.
- e) Dibujos mostrando la geometría y refuerzo estructural en diferentes tipos de cimientos anclados en roca. (Se incluyen bases para torres, columnas y muros, malacates y maquinaria, anclas para sujeción de tensores y cables de contención).
- f) Ejemplo sobre las condiciones de análisis que de hecho hacen en el diseño de anclas para una estructura hidráulica vertedera, con canal de descarga y tanque amortiguador.
- g) Se anexan algunas gráficas de carga-deformación resultantes de pruebas de carga de compresión y tensión en dos zapatas de concreto ancladas, para torres de transmisión.

México, D.F. Mayo, 1931

Auxiliar Técnico
Comisión Federal de Electricidad.

CIMENTACIONES ANCLADAS EN ROCA

Uso de ANCLAS: - Para soportar cargas de tensión
(con sustitución de peso muerto)

VENTAJAS ECONOMICAS Y DE CONSTRUCCION:

- Reducen o eliminan el volumen de excavación
- Reducen el volumen de concreto
- Disminuye el tiempo de construcción



CARGAS TÍPICAS SOPORTADAS POR ANCLAS

- + VIENTO
- + VIBRACIONES - Naturales - Artificiales
- + EMPUJES - De terreno - Hidrostáticos
- + ROTURA DE CABLES
- + SUBPRESION HIDRAULICA - Flujo de agua sobre la estructura
- Flujo de agua a través de la masa de roca
- + SUBPRESION ATMOSFERICA (Efecto de cavitación por turbulencias)
- + EXPANSION DE LA ROCA O DE MATERIALES ARCILLOSOS

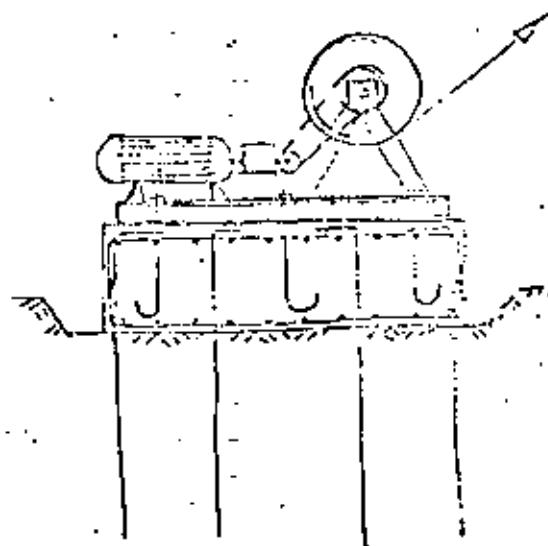
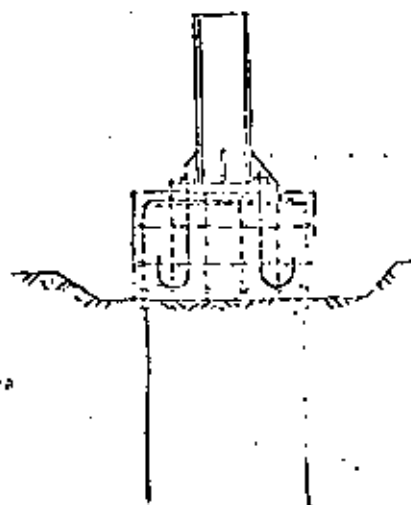
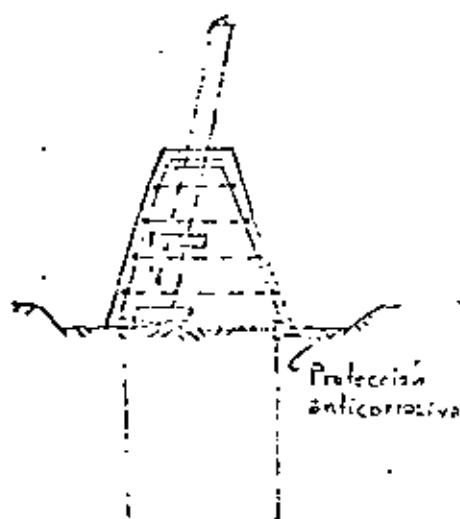
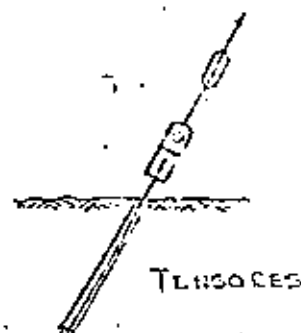
ESTRUCTURAS Y ELEMENTOS ANCLADOS EN ROCA

- + MUROS DE CONTENCION
- + ESTRUCTURAS HIDRAULICAS:
 - ESTRUCTURAS VESTEDORAS
 - CANALES
 - TANQUES & MORTIGUADORES
 - ESTRUCTURAS DE DESCARGA
- + COLUMNAS
- + MARCOS
- + TORRES
- + TENSORES
- + MUERTOS
- + BASES PARA MAQUINARIA

CONSIDERACIONES SOBRE DISEÑO DE CIMIENTOS ANCLADOS EN ROCA

- + Conocimiento de las propiedades geomecánicas de la roca. Caracterización
- + Evitar momentos flexionantes en la base de cimentación
- + Tratar que el cimiento trabaje como columna corta
- + Cerrar lo más posible el patrón de anclaje
- + Tener presente los efectos de corrosión sobre las anclas. Prevención
- + Para el caso de subpresión hidráulica:
 - Determinación de la carga de velocidad
 - Determinación del gradiente hidráulico: (Flujo a través de la masa de roca)
 - Conocimiento de la estructura de la roca - Estratificación, fracturas, folios, etc.
 - Confiabilidad del drenaje - natural o artificial
- + Para el caso de expansión de la roca o de estratos o rellenos arcillosos:
 - Determinar el potencial de expansión - presión
- + La longitud de anclaje será función del material de menor resistencia (roca, mortero, lechada, resina epóxica) y del tipo de estructura de la roca. Uso de ganchos de anclaje

CIMIENOS TÍPICOS



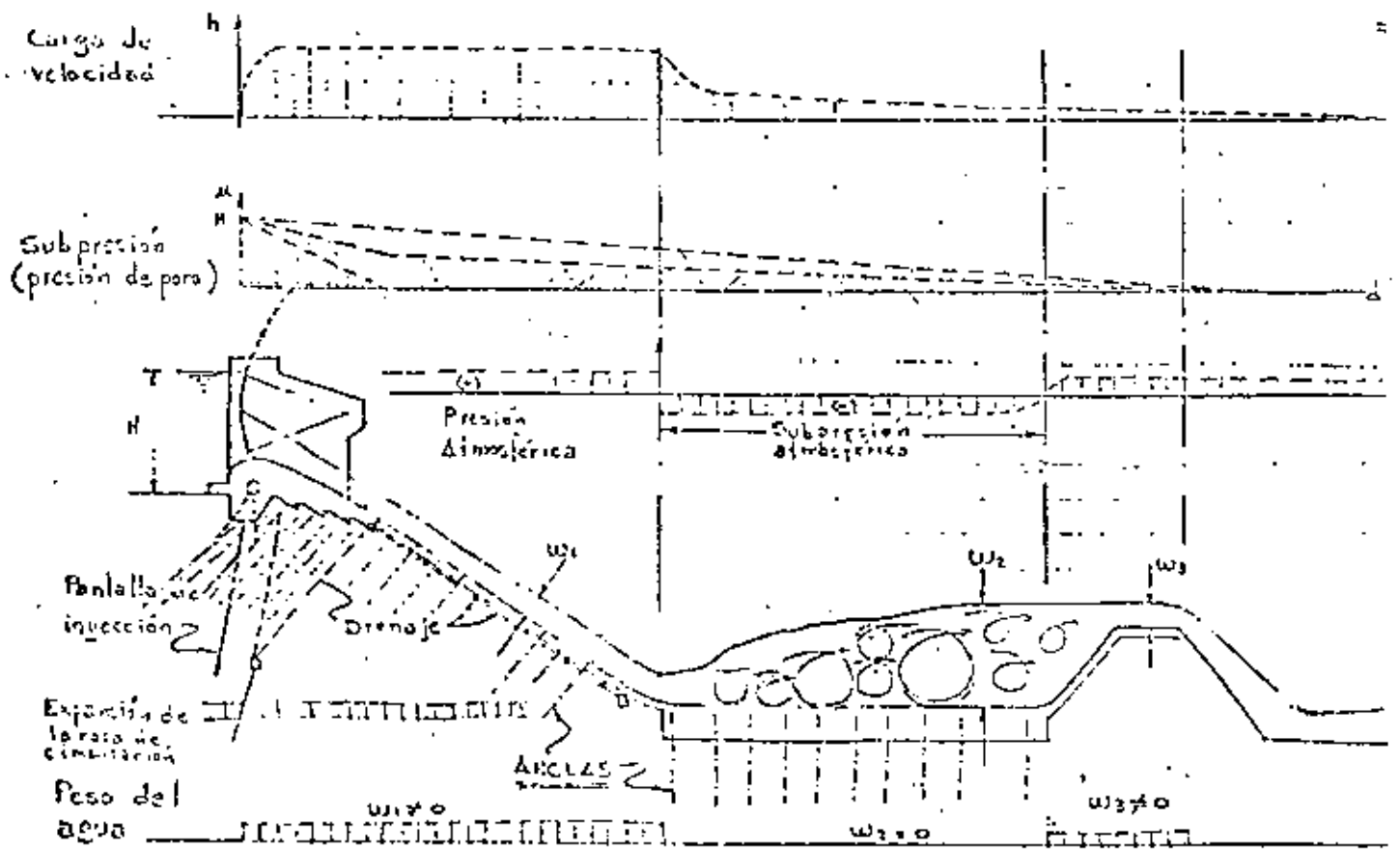
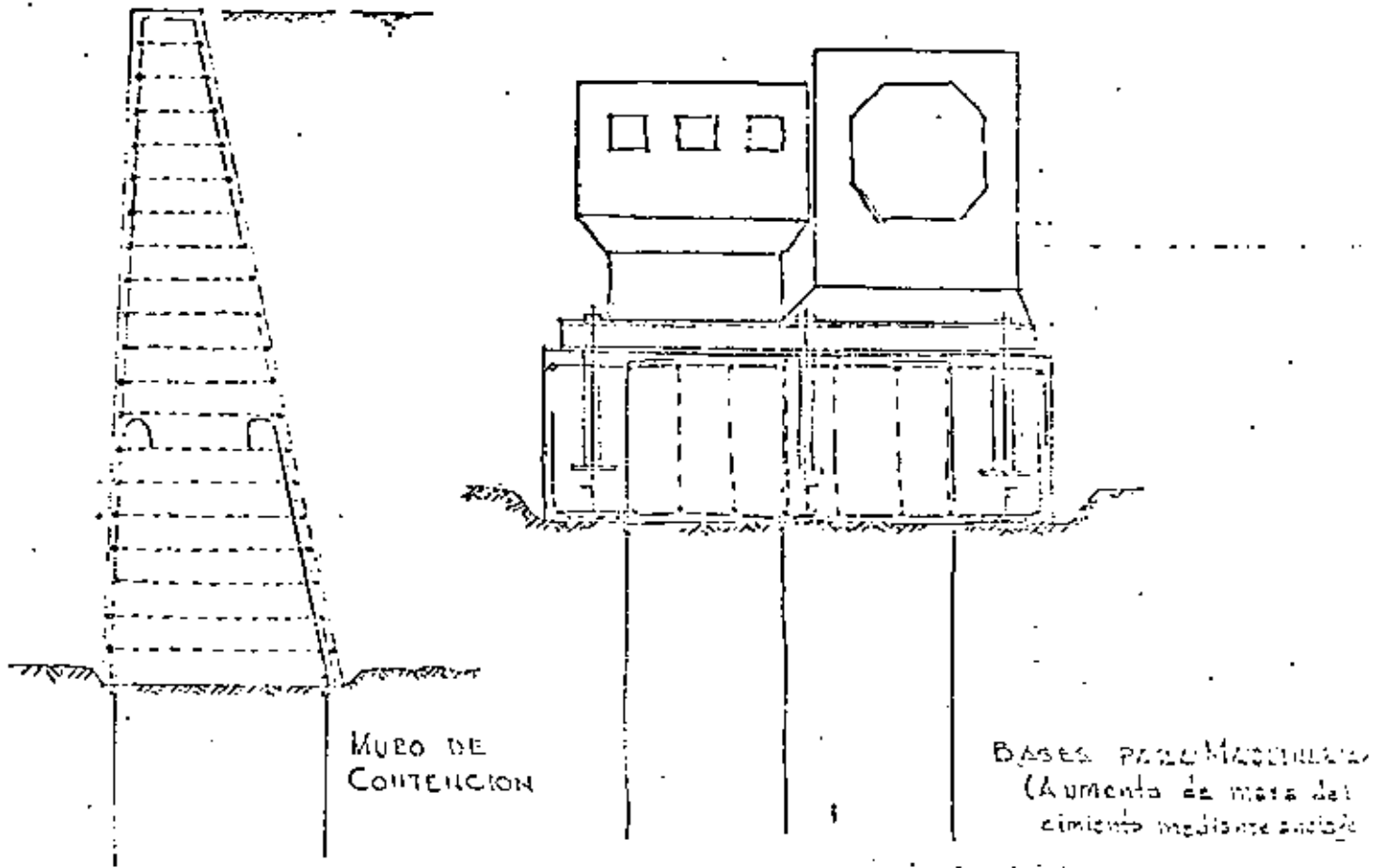
TORRES

COLUMNAS

MUELLES

MARCOS

CIMENTOS TÍPICOS



VERTEDOR CON TANQUE AMORTIGUADOR

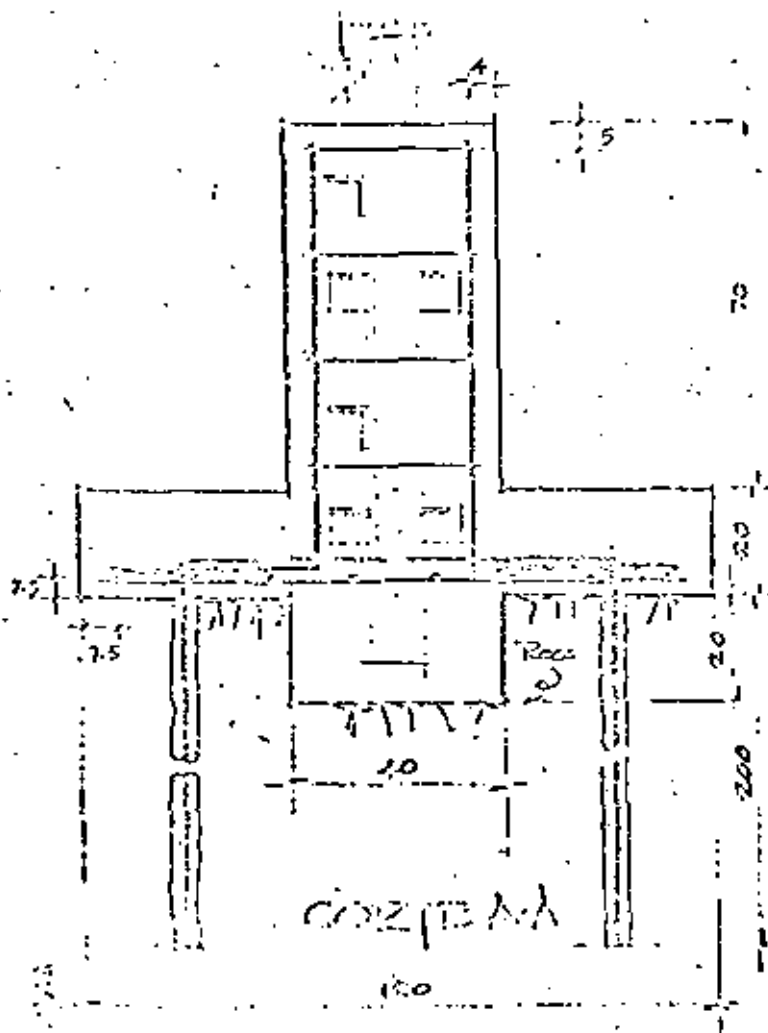
VARIACION APROXIMADA DE LAS CARGAS EXTERNAS

DISEÑO DE ANCLAS PARA UN VERTEDERO CON TANQUE AMORTIGUADOR

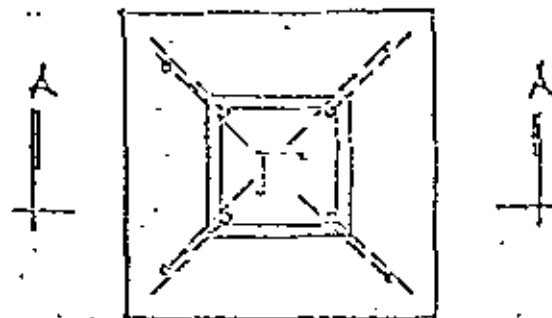
- CASOS DE ANCLAJE:**
- TANQUE AMORTIGUADOR LLENO
 - TANQUE AMORTIGUADOR VACIO
 - TANQUE AMORTIGUADOR OFECANDO

El diseño se realiza para resistir el empuje resultante de la combinación de las fuerzas solicitantes y de las resistentes por peso propio

- Hacia arriba
 - Carga de velocidad o de Subpresión (La mayor de ellas)
 - Subpresión atmosférica
 - Expansión de la roca por saturación
- Hacia abajo
 - Peso propio de la estructura
 - Peso de la masa de roca, sujeta con anclaje
 - Peso de la lámina de agua



REQUIS:
 Concreto $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$
 Mortero en anclas según proporción
 experimental del Depto. de Ing.
 Experimental:
 Acero en pedregal $4 \phi 5/8$
 Acero en roca $3 \phi 1/2$
 Dca. de rebajas $4 \phi 5/8$
 Estribos $4 \phi 5/8$
 $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
 Acero en anclas $4 \phi 1$
 $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$



PIANTA
 TORRE 10.
 LT. TIZMINA - CANCUN
 CEMENTO ANCLADO

NOTAS

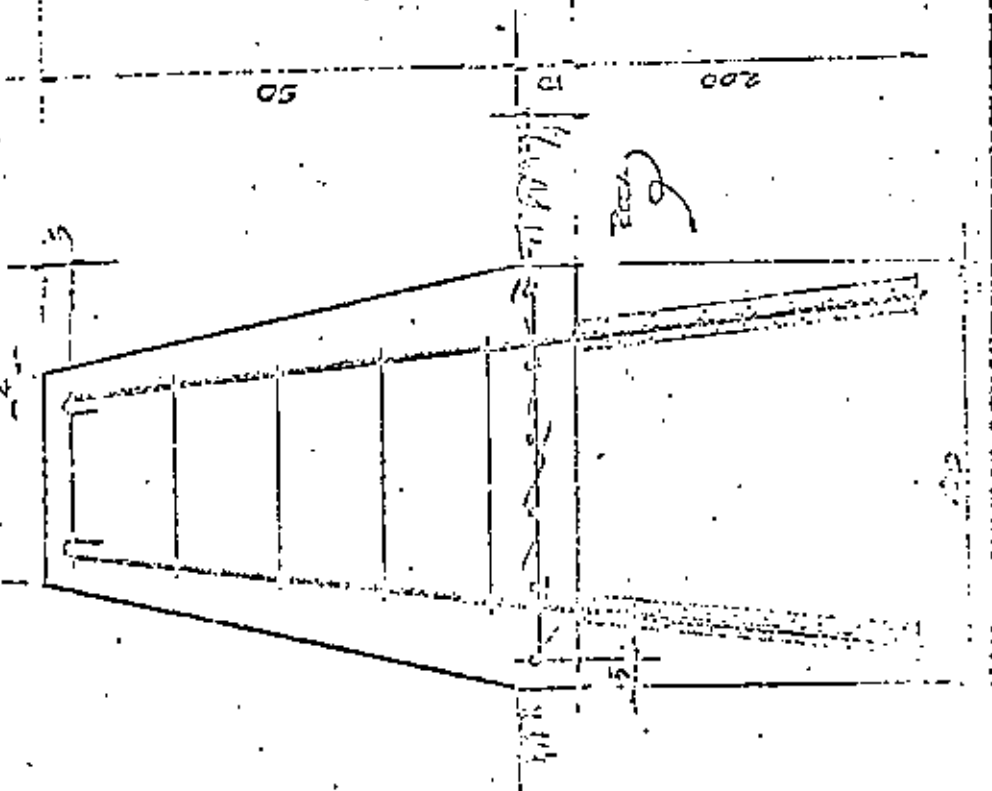
Cables de Molino
 Verticales: 200 kg. Tug. 300p.
 Acero inoxidable y anclas
 $1 \phi 1"$; $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$
 Ancho: 100 mm; 8 cables
 $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
 Barrilla: 100 mm ϕ de 16
 200 mm ϕ de 16
 12 cables 5 anillos $\phi 16$

L.T. TIZIMIN - CASCEN

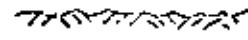
TORRE B

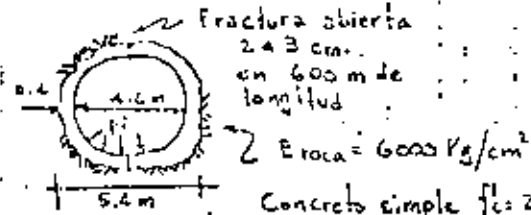
CIMIENTO ARMADO (FALSA)

JUN. 20/73, MANABIZ, YUC. 6 PM. 10



FALLA TUNEL DE PRESION. ARENILL, COSTA RICA
 ENERO 1979


 $h = 30 \text{ a } 100 \text{ m}$ (Suelo, tobas-juvas)



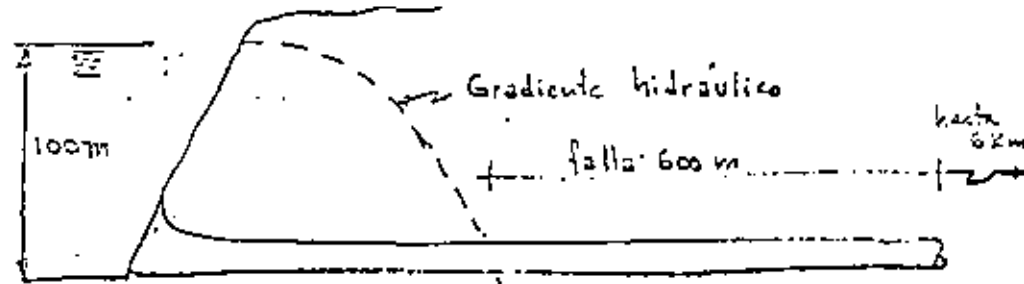
$p_i = 6 \text{ kg/cm}^2$ durante la falla. ; $p_{máx} = 10 \text{ kg/cm}^2$

Costo de reparación:

50×10^6 colones $\times 2.5 = \text{\$ } 125 \times 10^6$ pesos

+ incluyendo 1150 m de camisa metálica de acero $\frac{1}{2}$ "

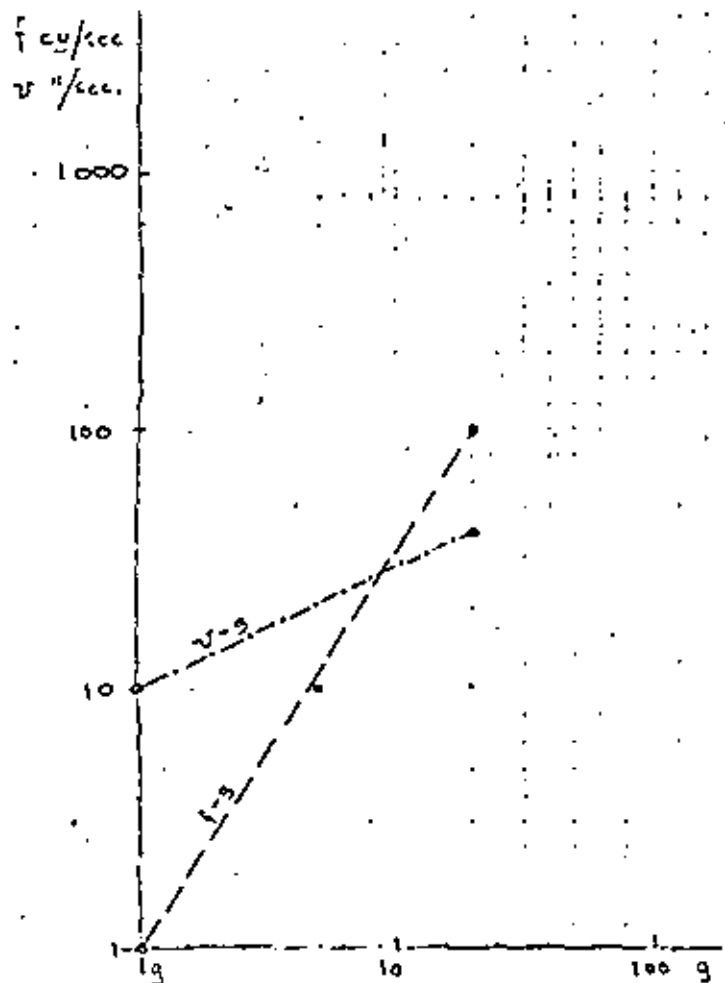
+ No se incluyen los pérdidas por Generación





VELOCIDAD & ACCELERACION DE PARTICULA

L.L. Oriard.
México, 1979



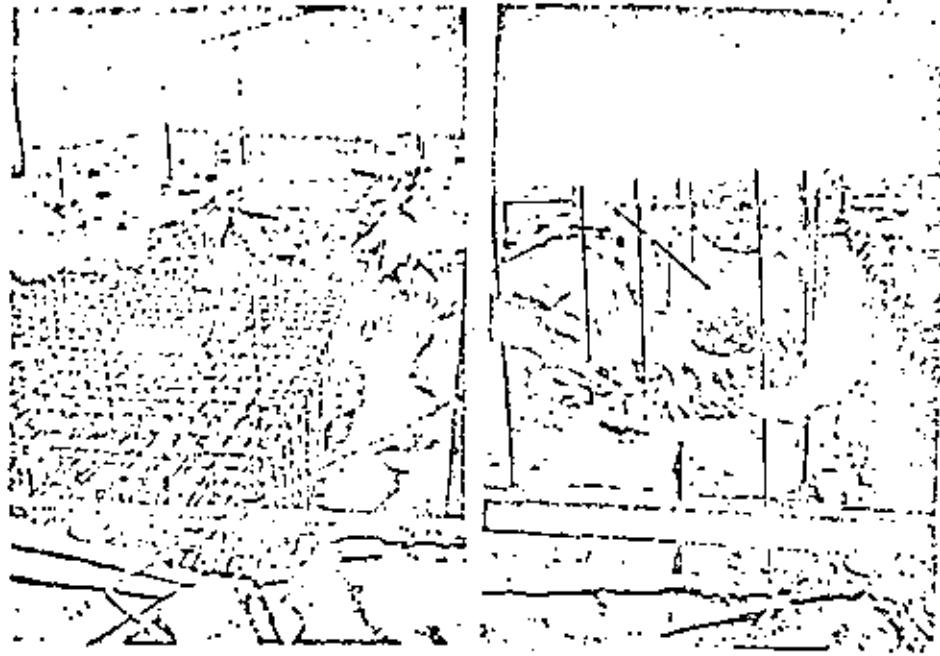
DAÑOS POR EXPLOSIVOS

L.L. Oriard 13
México, 1979

- $v = 5''/\text{seg}$; $10''/\text{seg}$; $20''/\text{seg}$ En diferentes tipos de roca, sin daños
- $v = 20''/\text{seg}$ a $40''/\text{seg}$ Sin daño en Casas de madera.
- $v = 200''/\text{seg}$ a $400''/\text{seg}$ Ocasional daños en Casas de madera.
- $v = 5''/\text{seg}$ a $10''/\text{seg}$ se utilizó en Dworkshack Dam, en Guisss granítico. Sin daños
- $v = 100''/\text{seg}$ a $300''/\text{seg}$ Falla la roca
- $v = 2''/\text{seg}$ a $4''/\text{seg}$ Limite para evitar daños en edificios.

Relacion entre frecuencia - aceleración - veloci.

Frecuencia	Accleración	Velocidad
1	1g	$10''/\text{seg}$ $25''/\text{in}$
10	5g	
100	20g	$40''/\text{seg}$ $200''/\text{in}$







Proposición de planta
 R.R. Miraflores
 Foto No. 2



Comodoro Tallado
 R.R. Miraflores
 Foto No. 3





DATA



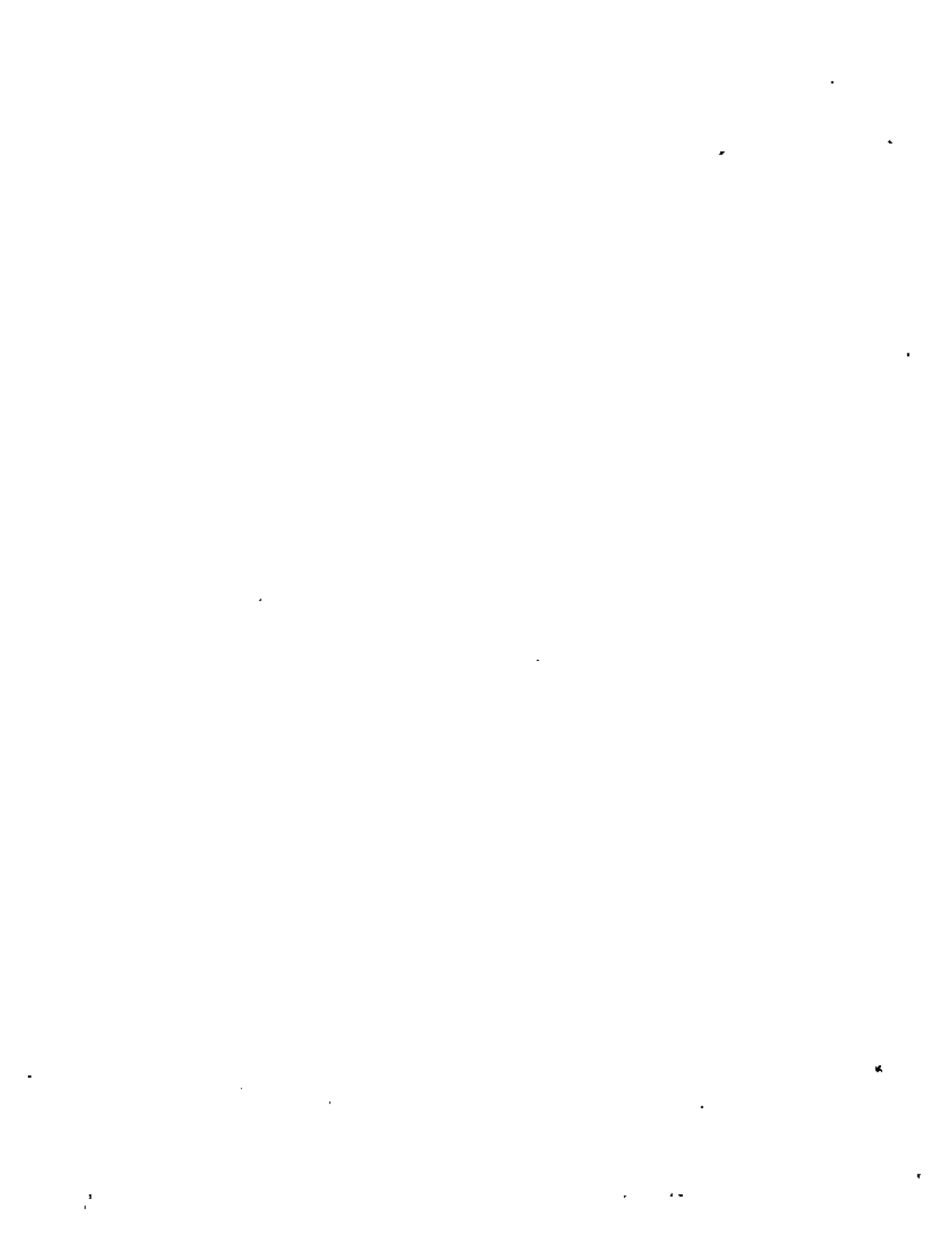


**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y LA CONSTRUCCION

EJEMPLOS DE CIMENTACIONES ANCLADAS

JULIO 1982



1. c) Permeabilidad

En los barrenos de exploración geológica se realizaron pruebas de permeabilidad tipo lugem, obteniéndose en 8 de ellos una permeabilidad variable entre 4 y 18 Unidades lugem. Estas pruebas se realizaron en perforaciones verticales.

En un barreno inclinado 30° con la vertical se obtuvo una permeabilidad del orden de 15 a 20 Unidades lugem. Las perforaciones fueron del orden de 12m de profundidad.

NOTA: De acuerdo con los datos anteriores se infiere lo siguiente:

1. La masa de roca es impermeable.
2. El agua ocurre a través de las fracturas.

1) COMENTARIOS

1. a) Cuando se sacó el agua del tanque en 1971 se observó que las fracturas d y f eran las que aportaban más agua, y el gasto mayor se encontraba en la H y donde se inicia la losa horizontal del fondo del tanque (en ese sitio se colocó la bomba de achique). También en la H.I. al final de la losa horizontal del fondo del tanque existían filtraciones de agua.

1. b) De acuerdo con el sistema de fracturas se consideró necesario colocar anclas en la roca que ligaran los bloques causados por las fracturas y por pérdida de estabilidad horizontal de la estratificación.

1.1. c) Cuando se colocaron las anclas $\phi 1\frac{1}{2}$, A2-80 @ 25m en a. d. ^{indicadas en el} desde el nivel inferior de la losa del tanque se presentaron filtraciones a través de las perforaciones de $\phi 3"$ que se realizaron por debajo de las anclas. Las primeras medidas en algunas de las perforaciones que tenían este flujo de agua variaron entre 0.5 kg/cm² y 1 kg/cm².

NOTA: Cuando se midieron estas presiones en la boca de alguna perforación por la cual ocurría el agua, no se repitió con las demás perforaciones que también tenían filtraciones, ni se calafateó el contacto entre la boca y el concreto de reposición de roca, lo cual indica que esos valores no son completamente representativos de la subpresión. Se supone que podría duplicarse(?).

Los piezómetros de la S.R.H. tienen carga hasta a 30m sobre el nivel superior de la losa del fondo del tanque.

2) LOCALIZACIÓN DE LA FALLA DE LA LOSA DEL TANQUE, EN 1972

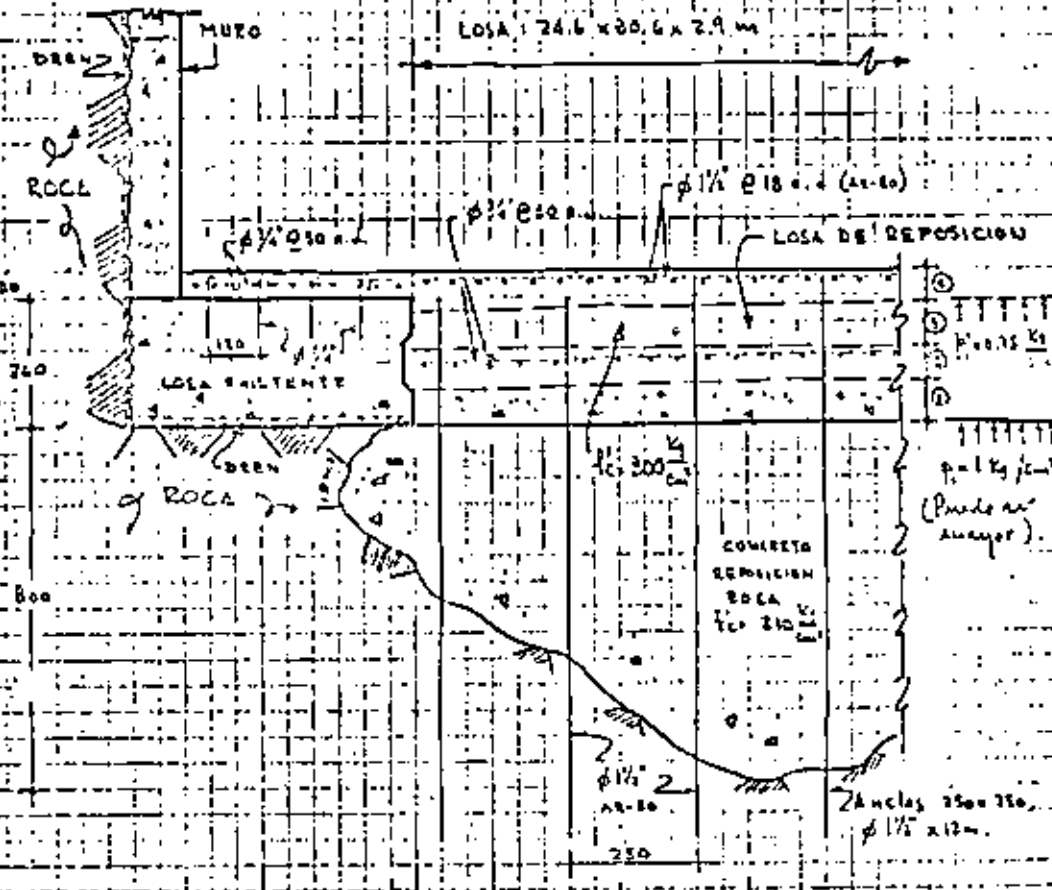
En la fig. 1 (Plan estructural de Proyecto Cívico) se ha indicado la zona fallada de la losa del fondo del tanque observándose lo siguiente:

- a) El sitio coincide con la zona donde las fracturas aportan mayor cantidad de agua indicado en 1.1. c)
- b) Esta disposición del eje de nivelación ^{que coincide con la dirección del eje de nivelación} fue construido por S.R.H. con paralelos de 2.9m.



TANQUE AMORTIGUADOR VERTEDOR DE SERVICIO

3066. O.H. 82.
O.E.B. MEC. 2004
R.C.B.
21-V-72



SECCION TRANSVERSAL

LOSA DEL FONDO DEL TANQUE

OBSERVACIONES SOBRE INTERPRETACION DE LA FALLA QUE SE PRESENTO EN LA LOSA DEL FONDO DEL TANQUE, DESPUES DE LA INSPECCION REALIZADA EL DIA 13 DE MAYO, 1972

CONDICIONES GEOLOGICAS EN LA ZONA DEL TANQUE

a) Calidad física de la roca

La resistencia en compresión simple, obtenida en laboratorio

	Seca	Sumida	
Arévisca conglomerática	576	275	kg/cm ²
Conglomerado	486	270	"

NOTA: De acuerdo con estos valores se supone que la roca tiene resistencia suficiente para las cargas que transmite la estructura.

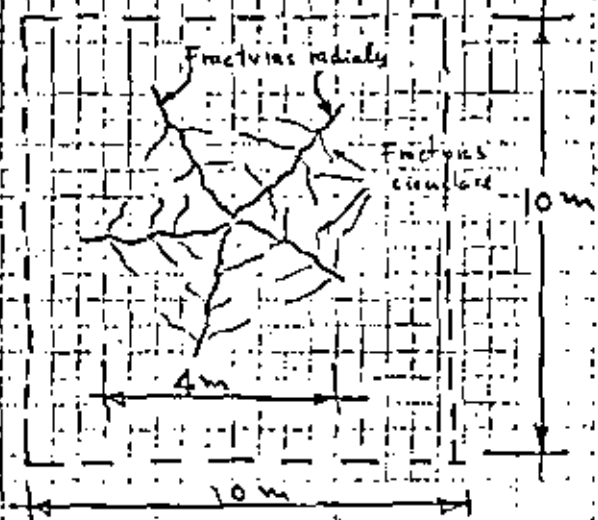
b) Tectonismo

Existen 3 familias de fracturas (α, β, γ) cuyas direcciones coinciden con las levantadas por la S.R.H. Las familias γ en la zona del tanque están cerradas. Las α y β se observan en algunos sitios abiertos hasta 3 o 4 cm. Se supone que las familias α y β son las que aportan mayor cantidad de agua de acuífero con las observaciones de campo, de manera que el agua del vaso puede escurrir a través de ellas. En la H. 1. y en la zona final del tanque la pared de roca en las fracturas tiene raras de oxidación, lo cual se interpreta que existen escurrimientos de agua a través de ellas. Ver fig. 1. Plano de Proyectos Civiles.

3. FORMA EN QUE SE PRESENTO LA FALTA DE LA LOSA DEL TANQUE, EN 1972

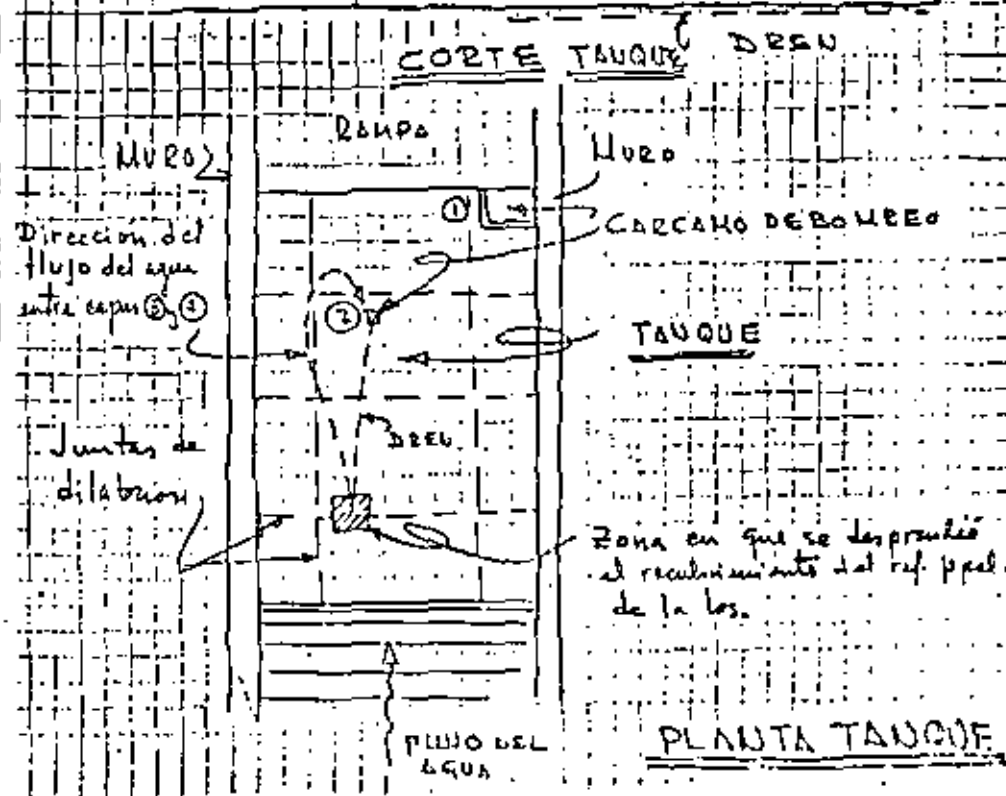
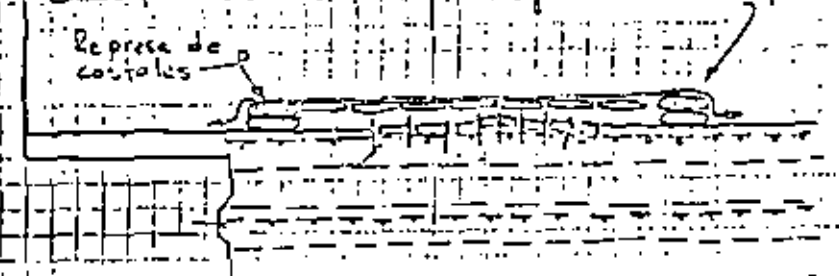
NOTA: De los reportes hechos por Personal de Mantenimiento Civil de la Obra.

- a) Cuando quedaba una lámina de agua de aprox. 10 cm de espesor sobre la losa del fondo del tanque, se fue observando a los trabajadores al ir caminando sobre esa zona y se cuenta que la losa vibraba.
- b) Se presentó la falla de la losa, agrietándose el concreto del recubrimiento del refuerzo principal de la losa como se indica a continuación:



- c) Una vez que se recolectó toda el agua del tanque, se observó que existían filtraciones de agua en la zona donde se desprendió el recubrimiento del ref. ppal. de la losa.

brimiento del refuerzo, haciéndose entonces la ~~repara~~ ^{repara} para que el agua que fluía a través de la zona fracturada no aumentara el volumen de bombas. ^{El agua rebasó la represa y luego} Se usó bombeo o tiraron al cañano ^{o se eliminó el agua de la zona dañada, pero están consumi- (hasta la fecha se sigue bombeando a el cañano?)} calos por un día. El agua rebasó la represa





4. FRACTURAMIENTO DE LA LOSA (SUPERFICIAL Y PROFUNDO)

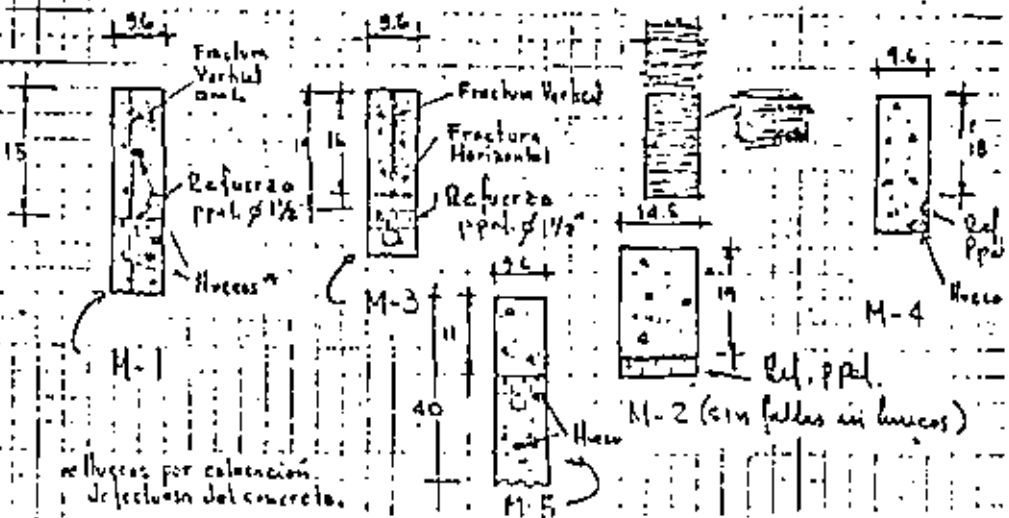
a) Fracturas observadas en superficie

Prácticamente el área total del fondo del tanque amortiguador se encuentra fracturada. Las fracturas son verticales (3) y casi curvas, observándose que tienen flujo de agua, pues existen depósitos de material color blanco a lo largo de ellas. El espacio existente entre ellas es de ≈ 10 cm y son perpendiculares. (Conviene realizar un levantamiento de estas fracturas)

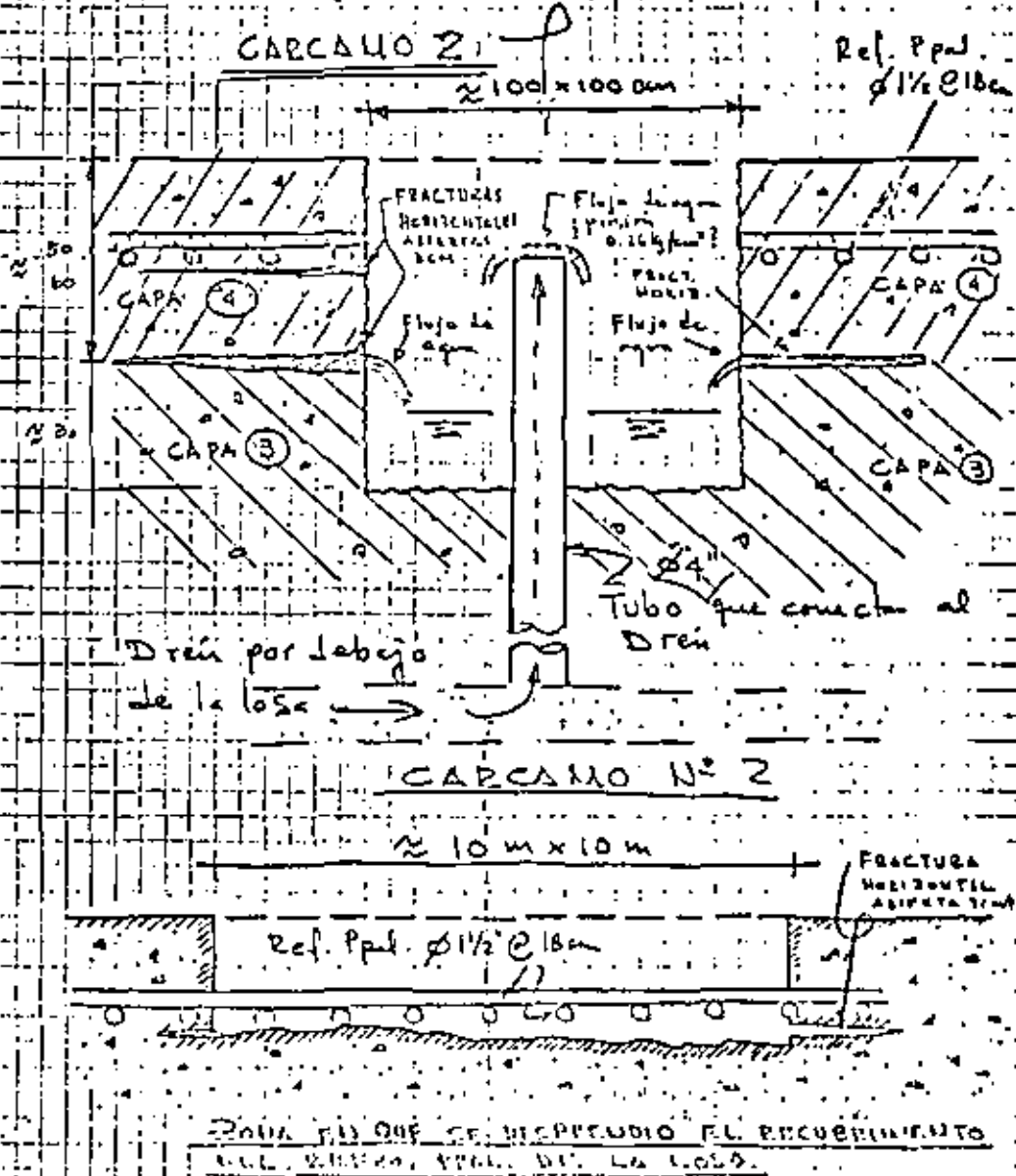
b) Fracturas observadas en núcleos de concreto

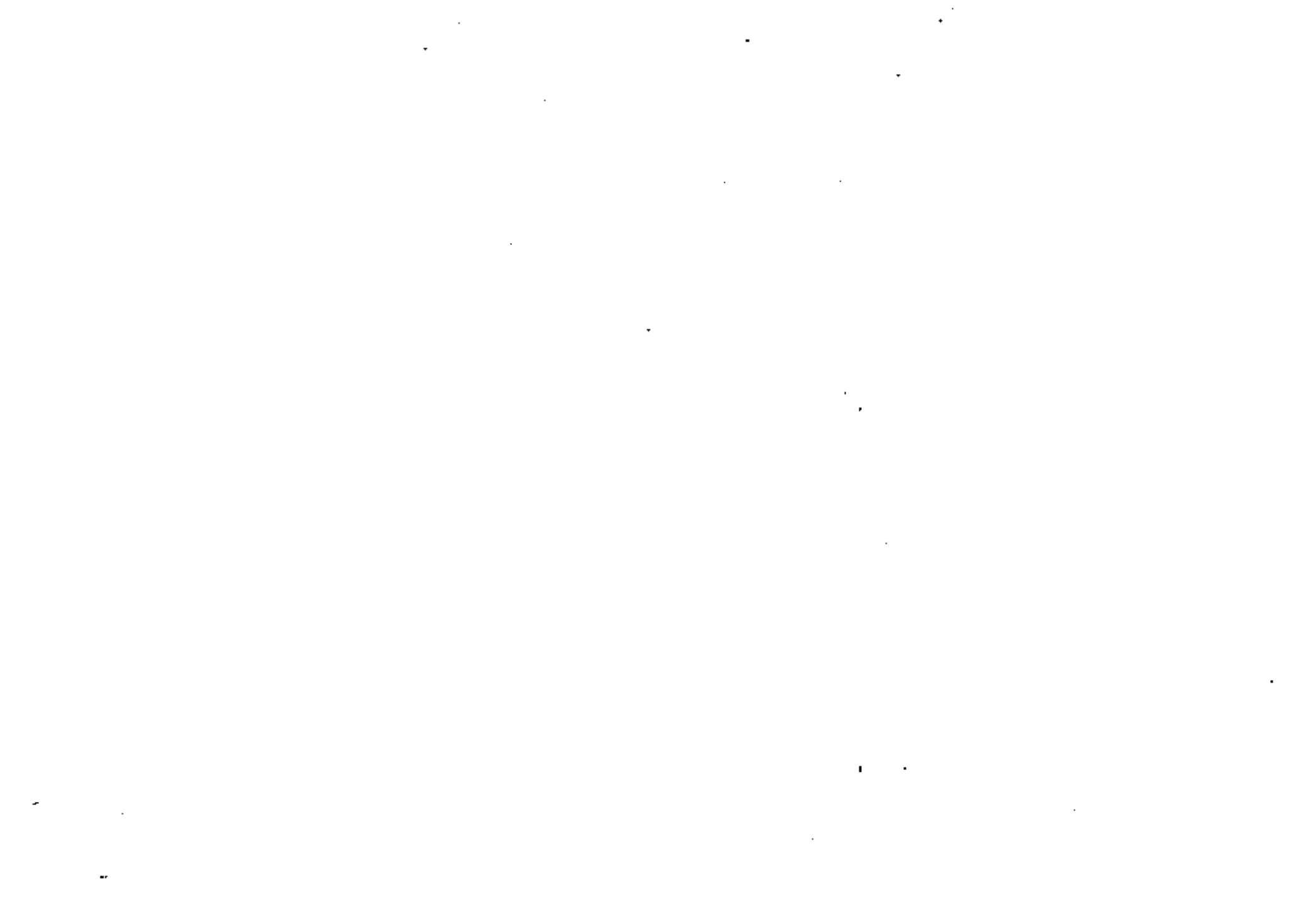
Con objeto de conocer en qué condiciones se encuentran la losa del tanque se extrajeron 5 muestras $\phi 3"$ por 30 a 50 cm de longitud. En estas muestras se realizaron diferentes ensayos de laboratorio.

Observación Características de los núcleos



c) Fracturas observadas en el cárcamo de bombeo 2 y en la zona donde se desprendió el recubrimiento del refuerzo principal





9

5. - HIPOTESIS SOBRE LAS CAUSAS DEL DESPRENDIMIENTO DEL RECUBRIMIENTO DE CONCRETO DEL REFUERZO PRINCIPAL DE LA LOSA

a) - El recubrimiento de concreto del refuerzo principal de la losa se desprendió por exceso de esfuerzos de tensión provocados por flexión.

b) - No hubo trabajo estructural monolítico de la losa. (La losa se fabricó en 4 ó 5 capas cuyos espesores variaron entre 60 cm y 75 cm, y no se colocaron conectores de cortante entre cada capa la transmisión de este esfuerzo queda proporcionado por el anclaje largo constituido por varas AR-80 de $\phi 1\frac{1}{2}$ " separadas 2.5^m c. a. c. en tresbolillo).

c) - La carga que actuó sobre la losa fue presión hidrostática del agua que escurre por las fracturas que conectan al tanque con el vaso (familia de fracturas α y β).

d) - Esta presión hidrostática actuó sobre la última capa de concreto, una vez que se varió el tanque, con un valor de la presión del orden de 1 kg/cm^2 (o más) (El agua se infiltró por medio de fracturas verticales, juntas de dilatación, juntas con el concreto antiguo y juntas de construcción horizontales).

10

e) - Es factible que esta presión hidrostática (Subpresión) haya actuado en un plano horizontal localizado inmediatamente abajo del refuerzo principal, en cuyo caso no existe refuerzo de tensión para soportar esta aplicación de carga.

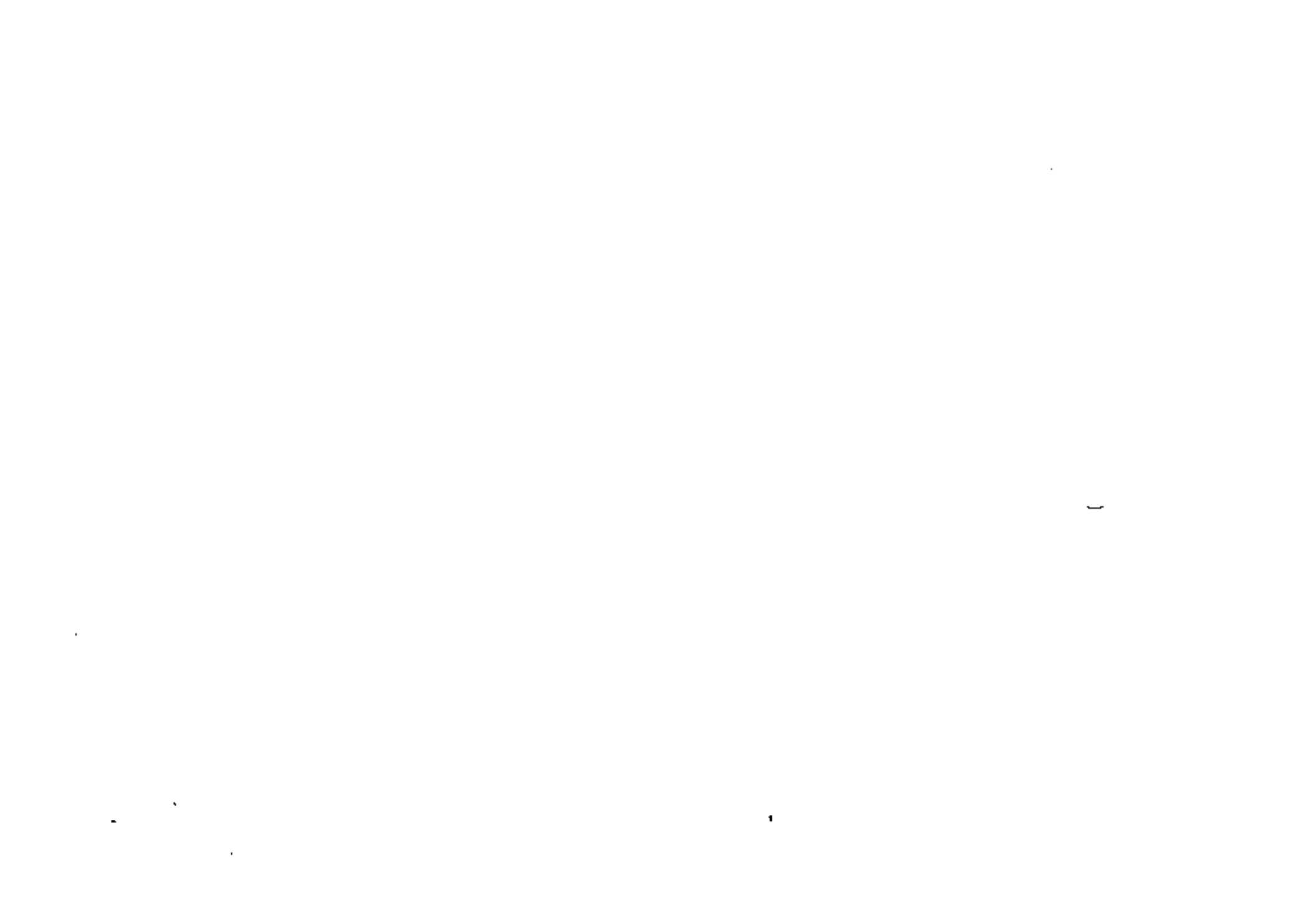
Las causas para que se haya formado esta fractura horizontal son las siguientes:

1. Colocación deficiente del concreto en la última capa de la losa (Se comprueba con la existencia de huecos por debajo del acero de refuerzo, observado en los núcleos de exploración del concreto).

2. Esfuerzos de temperatura debidos a la diferencia entre los coef. de dilatación térmica entre el acero de refuerzo y el concreto.

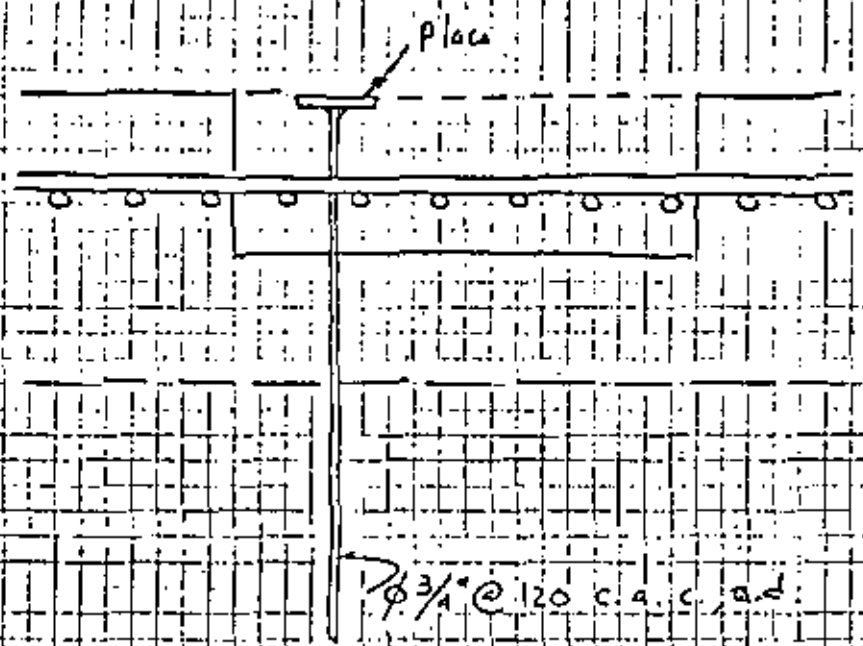
f) - El área en la cual actuó la presión hidrostática (Subpresión), para el caso indicado en d) probablemente tenga un área del orden de $10 \times 10 \text{ m}^2$ ^{o más} y para el caso e) se requiere un área considerablemente menor para que se produzca la falla.

Para el caso indicado en d) se supone que el apoyo de la losa @ 2.5 m c. a. c. proporcionado por las varas $\phi 1\frac{1}{2}$ " no es suficiente, ya que las varas para desarrollar su capacidad total necesitan un anclaje mínimo del orden de 1.6 m y físicamente sólo tenían 45 cm en el mejor de los casos, pues ~~se~~ en otros el anclaje no requiere llegar al nivel del refuerzo principal. (De acuerdo con la inspección sobre la construcción).



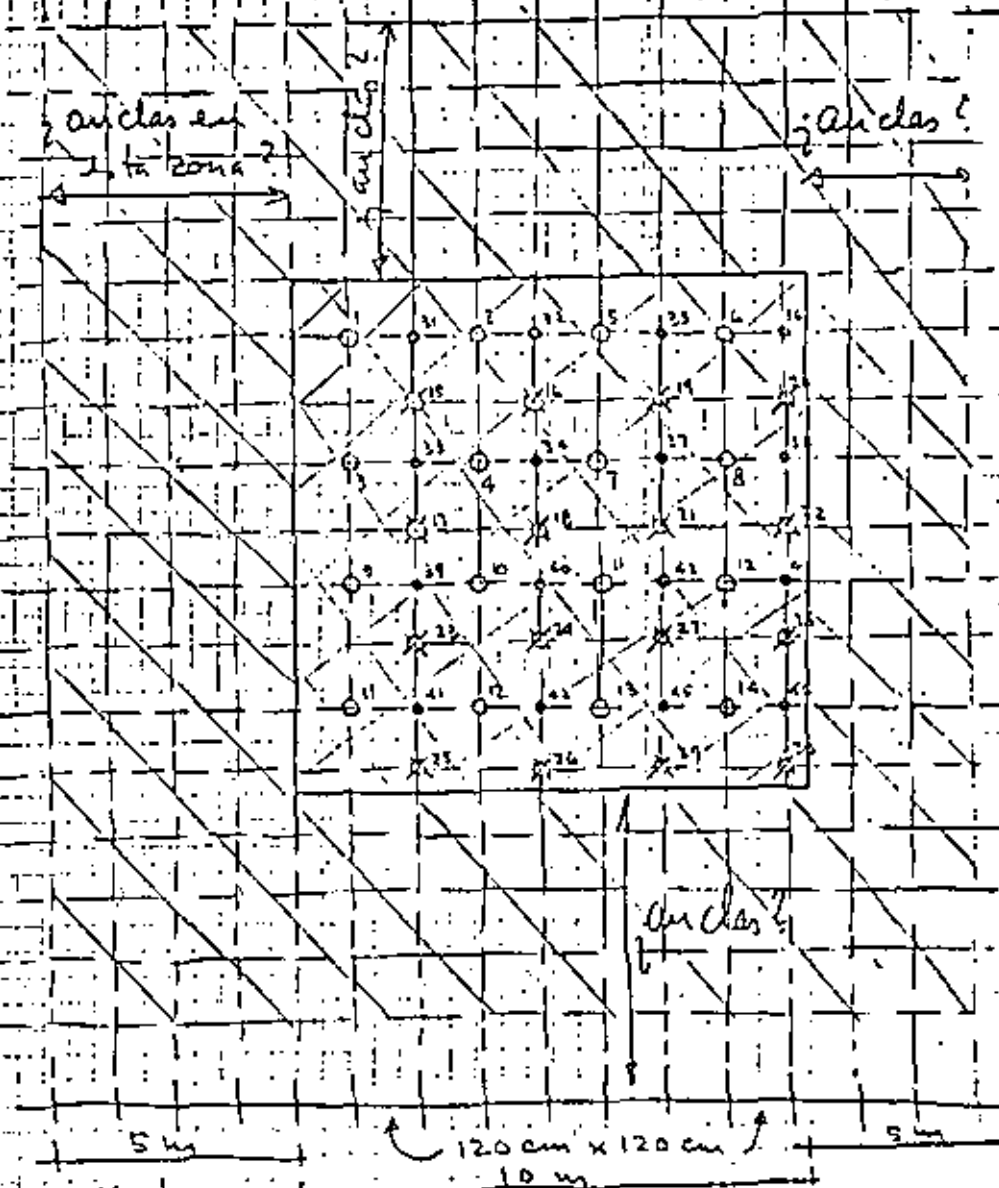


(12)



$\phi 3/4'' @ 120 \text{ c.a. c. d.}$

(13)

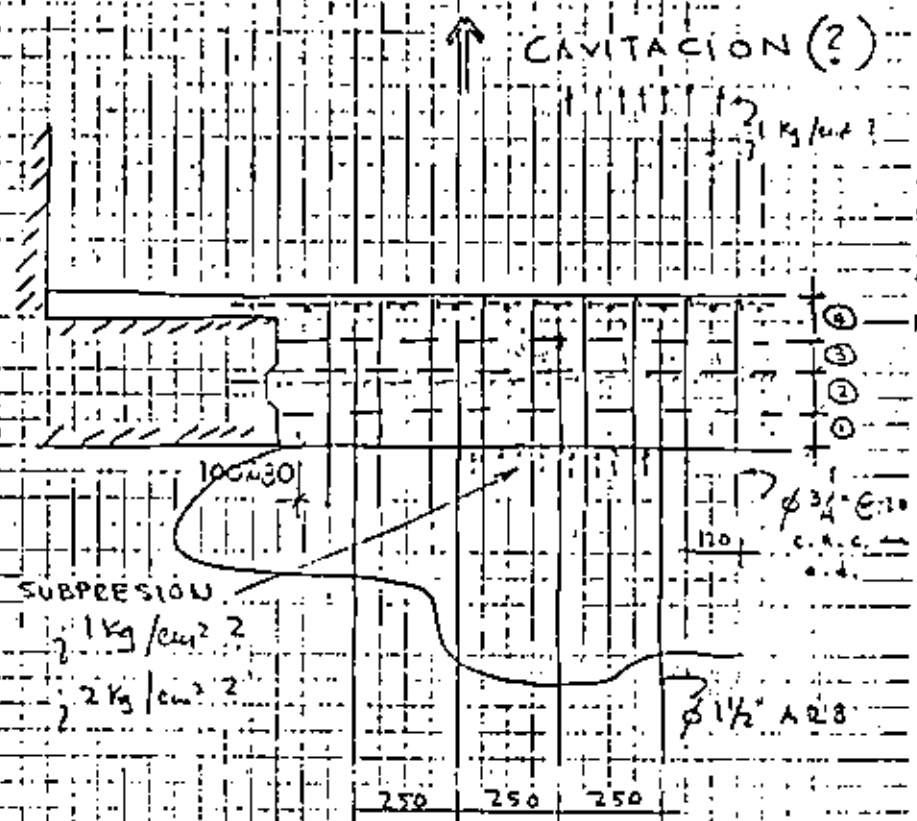


- - 1.ª etapa
- X - 2.ª etapa
- - 3.ª etapa

PLANTA INYECCION



6.2. Zona donde la losa tiene 2.90 m de espesor

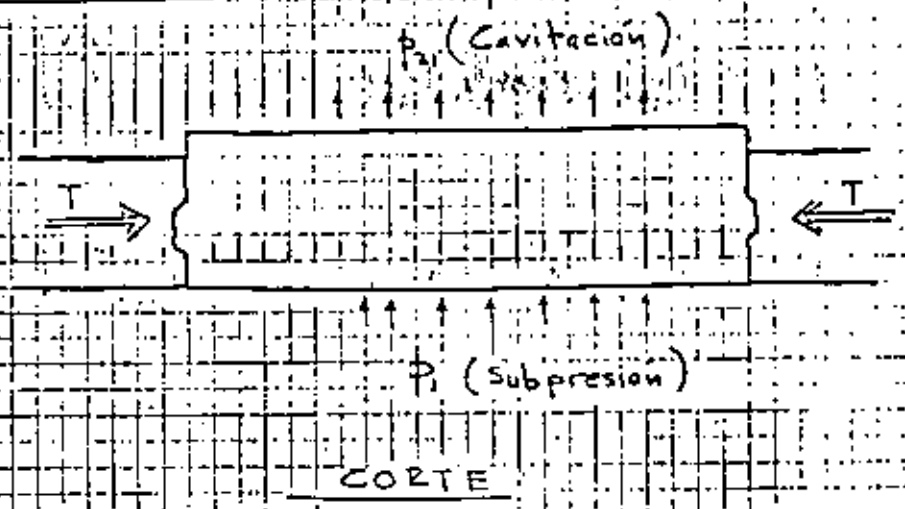


$$p = \frac{90^T}{6} = 15 \frac{S}{cm^2}$$

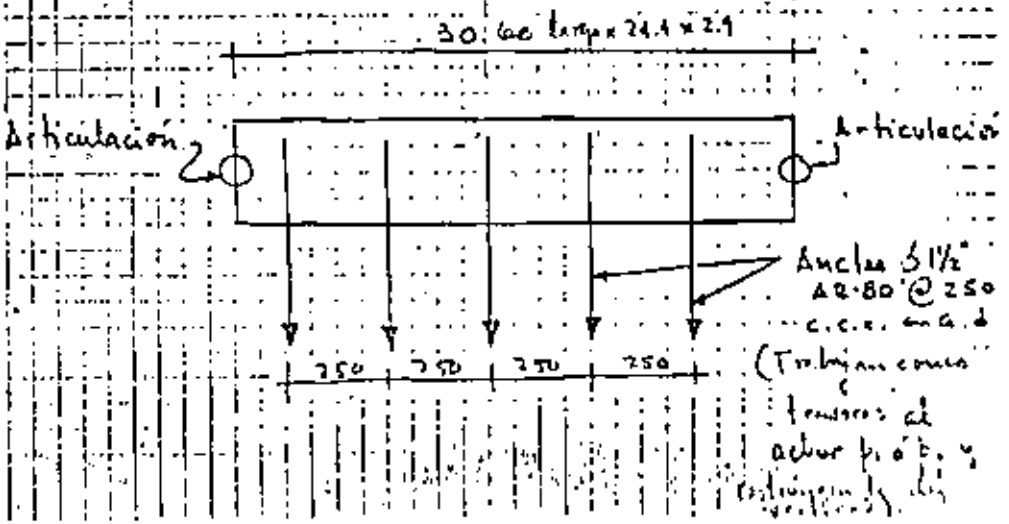
[Con las anclas cortas se tendría mayor resistencia y podrían soportarse las presiones de subpresion y cavitacion que son del mismo orden (?). De este modo se propone no ser necesario efectuar drenaje.]

7. SOLICITACION DE CARGAS SOBRE LA LOSA

7.1. Cargas



7.2. Condiciones de apoyo

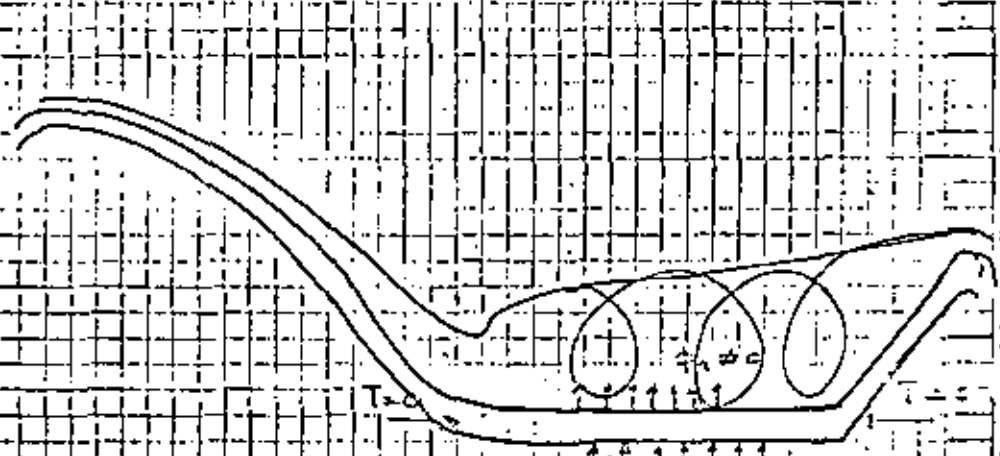




8.3. Caso 3

Tanque amortiguador lleno, con escurrimiento de agua a través del vertedor.

(15)



Actúan

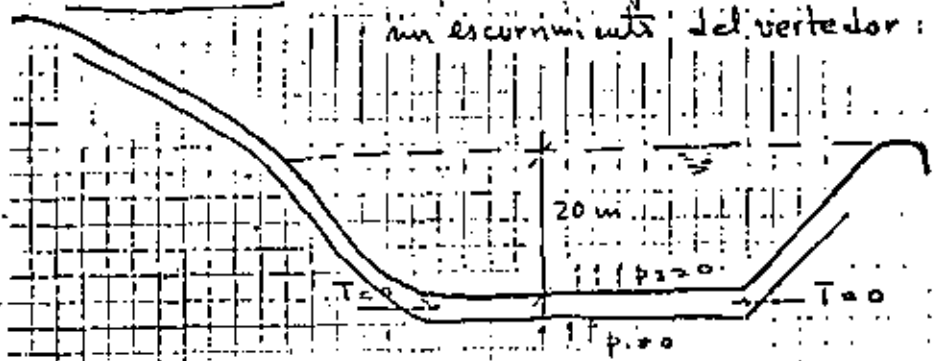
- p_1 (Subpresión)
- p_2 (Cavitación)

T (temp) = 0. Se supone sin ley cambios fuera de T.

8. - COMBINACIÓN DE CARGAS EXTERIORES

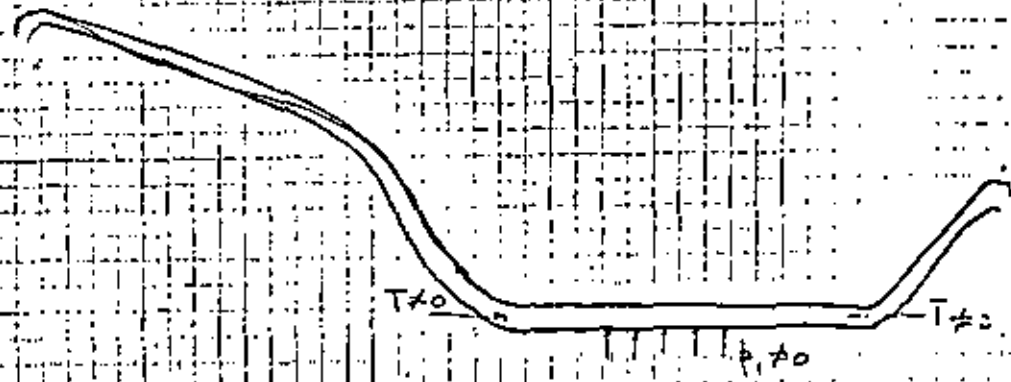
~~8.1. Caso 1 - Tanque amortiguador vacío, sin escurrimiento de agua por el vertedor.~~

8.1. Caso 1 - Tanque amortiguador lleno de agua sin escurrimiento del vertedor:



No actúan $p_1, p_2, \text{ ni } T$.

8.2. Caso 2 - Tanque amortiguador vacío, sin escurrimiento de agua por el vertedor.

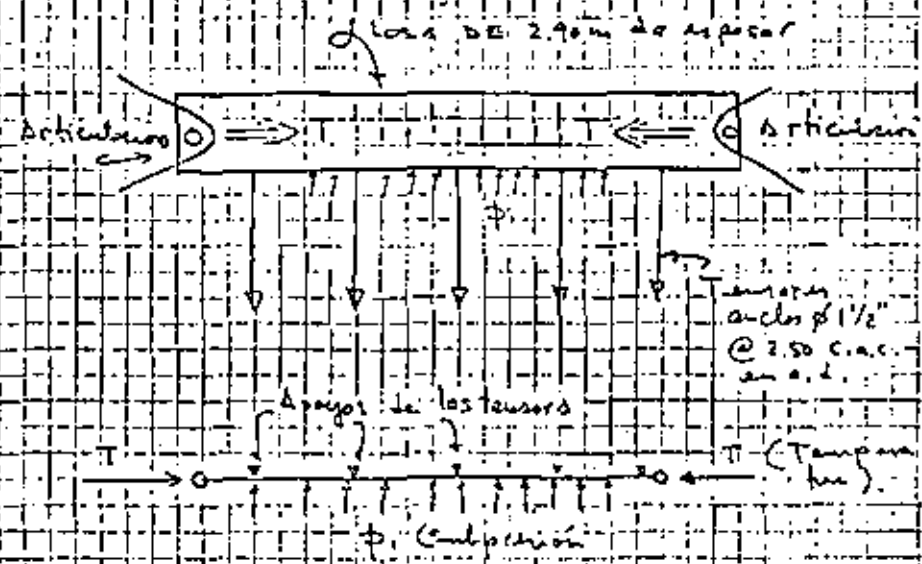


Actúan p_1 (Subpresión) y T (temp).



9.- COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA LOSA BAJO LA SOLICITACION DE LAS CARGAS

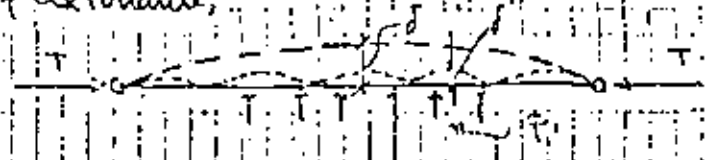
9.1.- Acción de Subpresión y Temperatura con el tanque vacío



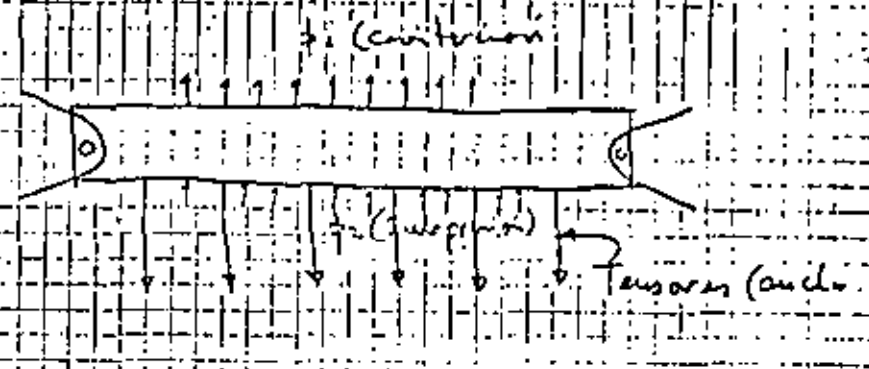
Elemento sujeto a Flexo-Compresión

(Caso en que no es válida la superposición de causas y efectos)

- a) Primero, actúa p_1 y se calcula la deformación
- b) Segundo, actúa T_{red} aumentando los momentos flexionante.



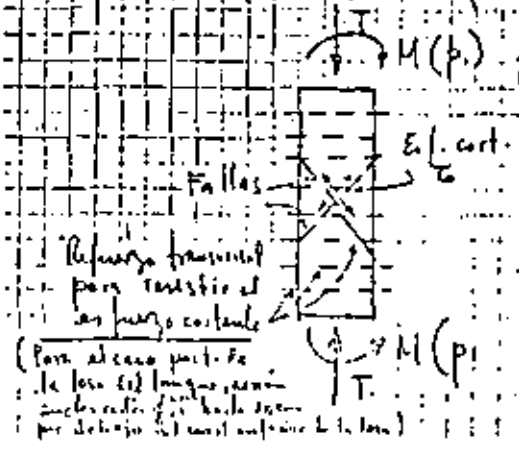
9.2.- Acción de p_1 y p_2 (Subpresión y caracterización) con el tanque lleno y escureciendo agua a través del ventador



Elemento sujeto a flexión

(Es válida la superposición de causas y efectos al actuar p_1 y p_2)

9.3.- Falta de un elemento trabajando a flexo-compresión (Suplementario que trabaja monolíticamente)

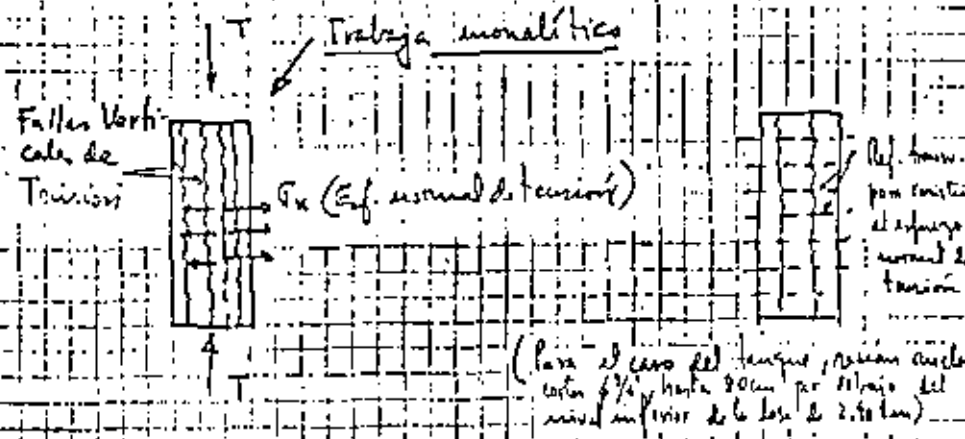


Este tipo de falla requiere refuerzo para resistir el esfuerzo cortante sobre las placas de falla

2.- Este refuerzo debe ser transversal al eje del elemento o \perp a la dire. de la falla.

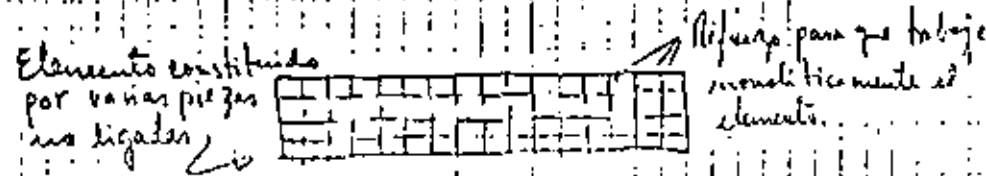
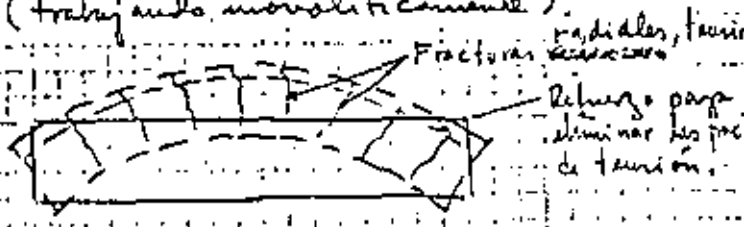


9.4. Falla de un elemento trabajando a compresión pura (Se supone que no se presenta en el caso de la losa del tanque).

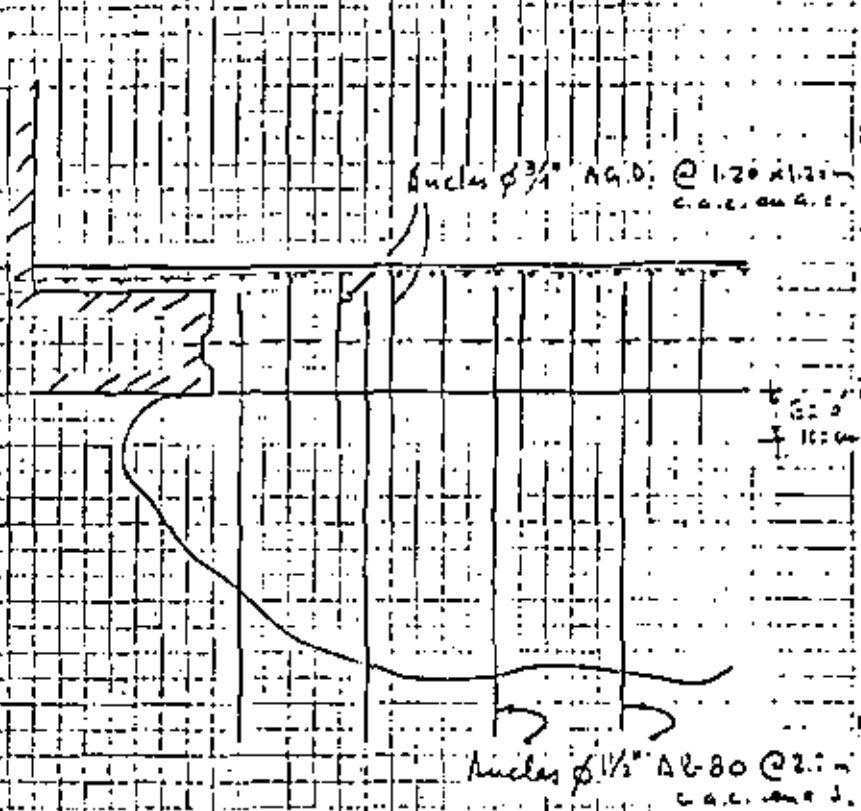


Si el elemento no es monolítico, es necesario proporcionar resist. al est. cortante entre las diferentes piezas que constituyen el elemento por medio de conectores (que pueden ser las anclas cort. $\phi 3/4$ que atraviesan la losa.)

9.5. Falla de un elemento trabajando a Flexión pura (trabajando monolíticamente).



10. PROPUESTA DE REFUERZO ADICIONAL PARA QUE LA LOSA TRABAJE MONOLÍTICAMENTE



- a) Se obtiene un comportamiento estructural de la losa como monolítico, bajo flexo-compresión (9.1) y flexión (9.2)
- b) Se obtiene una resistencia mayor para ^{entramado} las fuerzas combinadas de succión y combinación. (¿En cuyo caso no sería necesario el rebaje?)

Formuló: R. Cuellar B.



ANEXO:

ENSAYE A COMPRESION EN NUCLEOS DE CONCRETO RECUPERADOS EN BARRIDOS DE EXPLORACION EFECTUADOS EN EL FONDO DEL TANQUE DEL VERTEDOR DEL P.H. MALPASO, CHIS.-

ANTECEDENTES:

Para detectar la continuidad del concreto, en la zona adyacente al lugar donde ocurrió el desprendimiento de una costra de concreto, en el fondo del tanque del vertedor de P.H. Malpasó, Chis., se perforaron barrenos de 100 mm (4") y 150 mm (6") de diámetro.- Mediante los núcleos recuperados se observó discontinuidad en el concreto, a la profundidad en que se encuentra ubicado el acero de refuerzo por temperatura (15 a 20 cm., aproximadamente).-

ENSAYE:

Se ensayaron a compresión cuatro de los núcleos recuperados, utilizando la porción superior.- Se obtuvieron los siguientes resultados:

<u>Núcleos</u>	<u>Diámetro:</u>	<u>Densidad:</u>	<u>Esfuerzo de Ruptura</u> (Rel. espaldas = 2)
1	143 mm	2 396 kg/m ³	425 kg/cm ² .
2	96 "	2 465 "	574 "
3	96 "	2 444 "	555 "
4	96 "	2 411 "	515 "

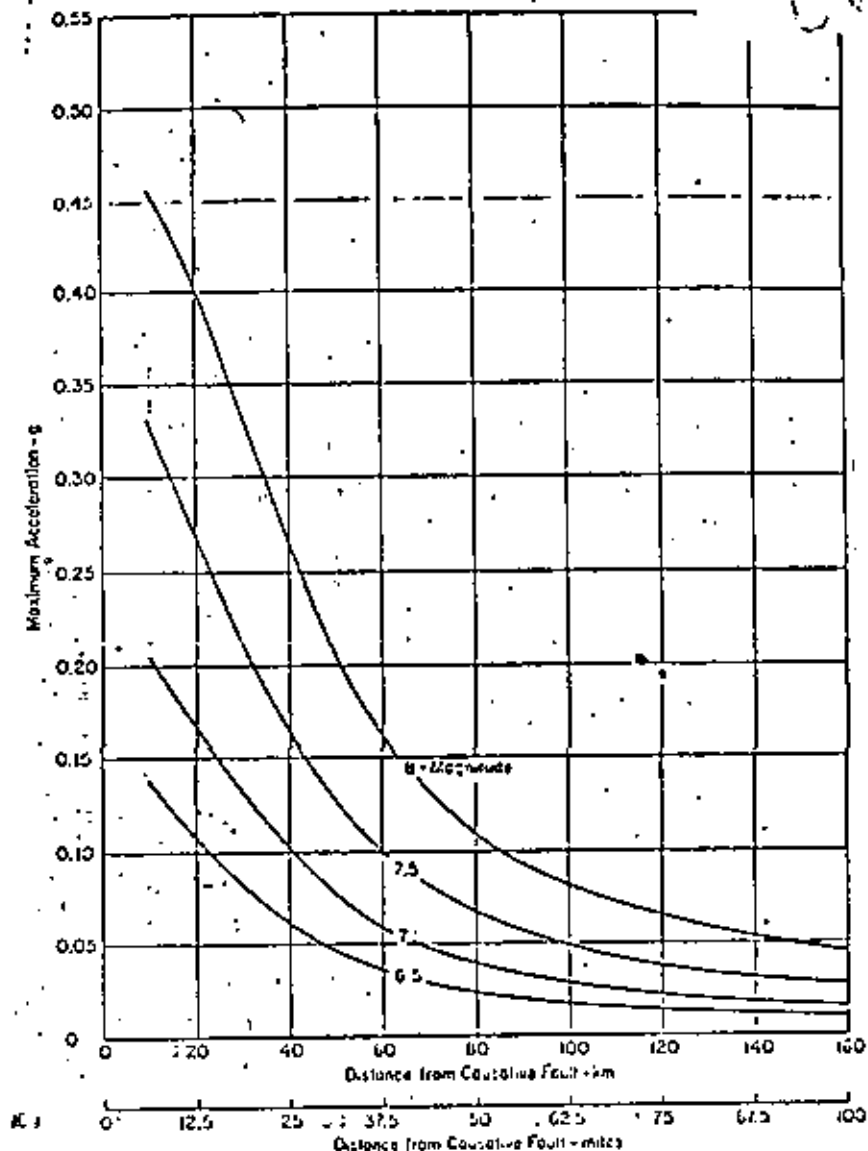


FIG. 17 VARIATION OF MAXIMUM ACCELERATION WITH EARTHQUAKE MAGNITUDE AND DISTANCE FROM CAUSATIVE FAULT.





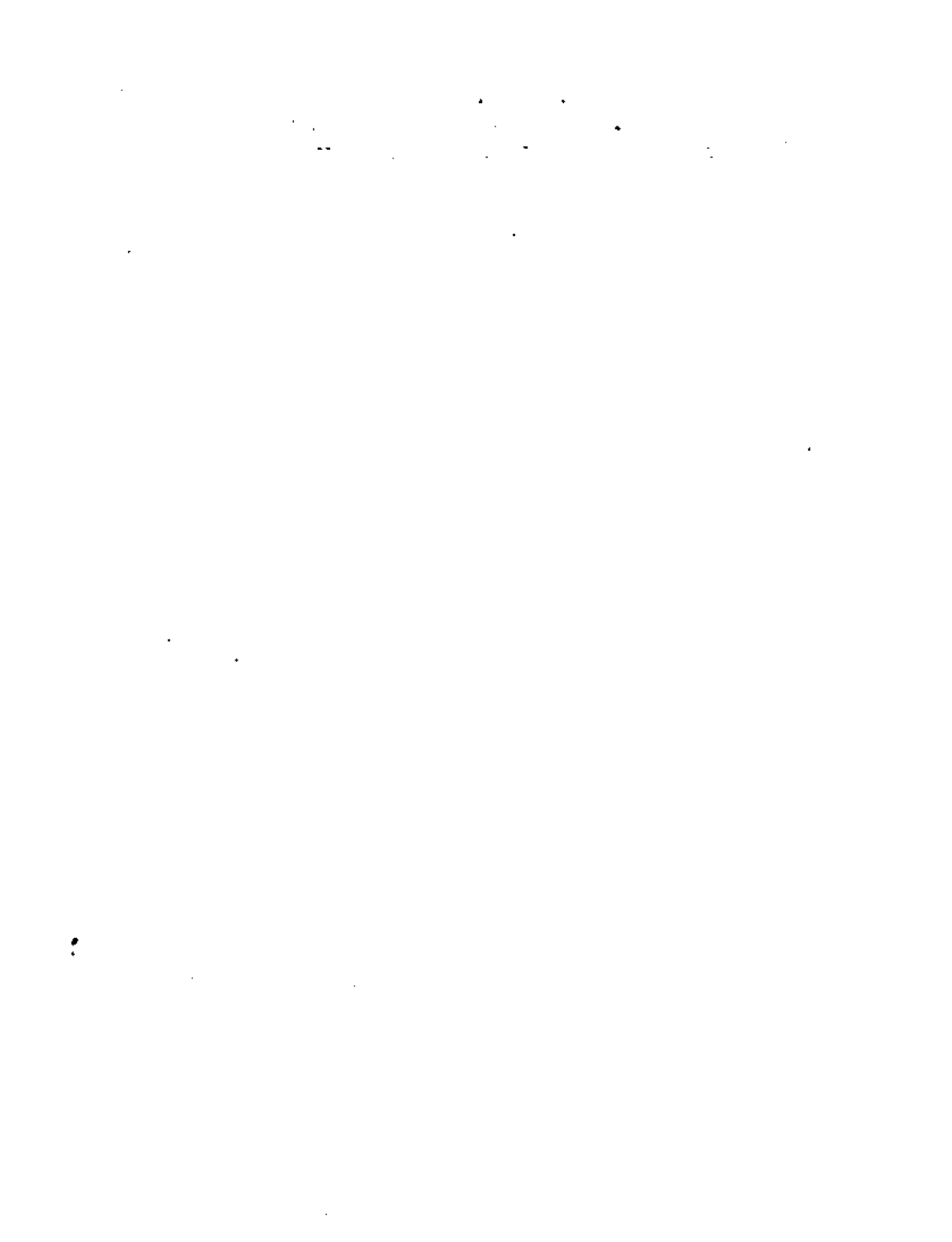
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION**

**EXPERIENCIAS SOBRE EL USO DE ANCLAS DE FRICCION CON RESINAS
EXPODICAS EN TUNELES DE LAS MINAS DE CARBON DE RIO ESCONDIDO.COAH.**

ING. JORGE E. CASTILLA CAMACHO

JULIO, 1982



EXPERIENCIAS SOBRE EL USO DE ANCLAS DE FRICCION CON RESINAS
EPOXICAS EN TUNELES DE LA MINA DE CARBON DE RIO ESCORDIDO, COAH.

Por: Jorge E. Castilla Camacho*

1. INTRODUCCION

Como parte integrante de los programas de expansión de la Comisión Federal de Electricidad se planea la construcción de la Planta Termoelectrica de Río Escondido en el Estado de Coahuila, aproximadamente a 35 km al Sur de la Ciudad de Piedras Negras, Coah.

La planta tendrá una potencia instalada total de 1200 MW y en ella se utilizará como combustible el carbón mineral que será explotado de una mina construida ex profeso en la misma zona. La ubicación de la planta obedece a que en el sitio se encuentra la mayor cuenca carbonifera explorada en el país, cuya explotación permitirá suministrar a la planta un máximo de 16,000 toneladas diarias de carbón. Las reservas detectadas permiten estimar la vida útil de la planta en 26 años.

El proyecto de la mina, cuya producción será mayor que la producción anual total en el país en los últimos años, ha propiciado numerosos estudios siendo uno de ellos el relacionado con el soporte de las bóvedas de los túneles en la forma más eficiente desde los puntos de vista de seguridad, economía y maniobrabilidad en el interior de la mina.

*Oficina de Mecánica de Rocas, Departamento de Estudios Experimentales.

A principio de 1977 las autoridades encargadas del proyecto de la mina invitaron a la Oficina de Mecánica de Rocas del Departamento de Estudios Experimentales de C.F.E. y al Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. a colaborar en los programas de estudio para el diseño de un sistema de soporte adecuado para las características de la mina.

El presente trabajo describe las actividades desarrolladas por la Oficina de Mecánica de Rocas de C.F.E. en tramos experimentales de túneles, cuyas bóvedas se soportaron mediante anclas de fricción con resinas epoxicas, la instrumentación colocada en dichos tramos, los resultados obtenidos en las mediciones y las conclusiones derivadas de los mismos.

2. PRACTICA USUAL EN EL SOPORTE DE MINAS DE CARBON.

Generalmente las minas de carbón se explotan mediante sistemas de túneles a partir de los cuales se extrae el mineral hasta provocar la falla del techo, por lo que en estos la estabilidad de la bóveda sólo es necesaria por un cierto tiempo. Sin embargo, existen túneles principales que deben ser estables durante toda la vida productiva de la mina y que por lo tanto deben contar con sistemas permanentes de soporte.

En México el sistema de soporte para bóvedas en minas de carbón se ha desarrollado por métodos empíricos y ha consistido principalmente en el uso de marcos de madera constituidos por dos troncos verticales de madera rolliza que soportan libremente a un tercero horizontal, el cual sostiene el techo.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support informed decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and reporting, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that data is used responsibly and ethically.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that the data management processes remain effective and up-to-date.

6. The sixth part of the document provides a detailed overview of the data management framework, including the roles and responsibilities of various stakeholders. It ensures that everyone involved in the process understands their contribution to the overall success of the organization.

7. The seventh part of the document discusses the integration of data management with other organizational systems and processes. It highlights the importance of a holistic approach to data management that aligns with the organization's strategic goals.

8. The eighth part of the document offers practical examples and case studies to illustrate the application of the data management framework in real-world scenarios. This helps to demonstrate the effectiveness of the proposed methods and tools.

9. The ninth part of the document provides a comprehensive list of resources and references used in the research. This allows readers to explore the topic further and access additional information on data management practices and technologies.

10. The tenth part of the document includes a final section on the future of data management, discussing emerging trends and technologies that will shape the way organizations collect, store, and analyze data in the coming years.

Los troncos son generalmente de 6" u 8" de diámetro, con longitud variable. Ocasionalmente el tronco horizontal es substituído por una vigueta de acero de 4" ó 6" de peralte en túneles en los que la carga de roca es excesiva. La separación de los marcos es usualmente de un metro, en el sentido del túnel, pero llega a ser menor cuando por observación del comportamiento se juzga necesario.

En los túneles que funcionarán permanentemente se acostumbra construir muros de mampostería paralelos al eje del túnel y próximos a las paredes a través de los cuales se transmite la carga del techo al piso. Transversalmente a ellos se colocan viguetas de acero con espaciamientos variables, generalmente de un metro.

En los frentes de explotación, sea esta por medio de pequeños túneles o por el método de pared larga, en donde la carga aumenta por falta de apoyo al extraer el carbón; y el techo está en franco proceso de falla, se colocan, para seguridad de los mineros y del equipo de ataque, "huacales" formados por pares de troncos superpuestos hasta llegar al techo, tratando de formar una columna.

En países de Europa (Francia, Bélgica, Alemania, Inglaterra, etc.) y en los Estados Unidos, es práctica común el uso de anclas como soporte en túneles de duración temporal. El tipo de ancla más utilizado es el de fricción y de entre estos lo es el de resinas epóxicas que ofrecen un fraguado rápido y por lo tanto su trabajo es prácticamente inmediato. Las an-

clas del tipo de expansión o de cuña son menos utilizadas debido a que en la mayoría de los casos la roca que se encuentra junto con los depósitos de carbón no tiene la dureza necesaria para propiciar un buen trabajo de este tipo de ancla.

El sistema de soporte mediante anclas ofrece algunas ventajas con respecto al sistema tradicional del uso de marcos de madera como son un aumento en la maniobrabilidad dentro de los túneles al evitarse la presencia de postes verticales, que aunque próximos a las paredes ocupan un área dentro del túnel; la disminución del riesgo de derrumbes por deterioro del sistema de soporte al golpear los elementos verticales por los movimientos propios en el interior del túnel; el menor volumen de material que constituya el soporte lo que frecuentemente puede representar también disminución en su costo; la facilidad de colocación sistematizada, así como la rapidez en lograr el trabajo de los elementos de soporte.

No obstante lo anterior, existen desventajas del sistema de soporte con anclas como pueden serlo el que se requieren condiciones especiales de la roca sobre el techo de la mina para lograr un buen trabajo de las anclas, y el efecto psicológico que causa en el personal que trabaja en la mina al no observar los elementos de soporte por estar estos ocultos en perforaciones.



3. LA MINA DE CARBÓN DE RÍO ESCONDIDO, COAH.

3.1 Aspectos generales del proyecto

La breve descripción que a continuación se incluye, corresponde con el proyecto elaborado por la compañía polaca que asesoró a la C.F.E. en el año de 1974. No obstante que el proyecto ha sufrido modificaciones a la fecha, se efectúa esta descripción general debido a que los programas de ensayos en los tramos experimentales se realizaron con base en las características del proyecto mencionado. Sin embargo, las experiencias obtenidas pueden ser aplicadas a otros proyectos pues las características de los túneles serán similares.

Como se mencionó anteriormente, la mina se proyectó para una producción máxima de 16,000 toneladas diarias. La explotación será por medio del sistema de pared larga con derrumbe de techo. El acceso a la mina se hará por tiros inclinados hasta la profundidad del manto. La mina se dividirá en dos secciones.

En cada sección de la mina existirán tres túneles o cañones principales que deberán funcionar durante toda su vida productiva. Un cañón será el de agrastra, para extracción de material; otro el de transporte de personal y equipo y un tercero de ventilación. Consistirán en túneles de 4,0 m de ancho por 2,7 m de altura, y serán paralelos dejando entre ellos un espesor de 15 m de carbón. La longitud de los túneles permanentes será en total del orden de 20 km.

Transversalmente a estos túneles existirán los cañones de acceso a los frentes de pared larga. Estos consistirán en pares de túneles de 4,5 m de ancho por 2,5 m de alto separados por un espesor de 15 m de carbón. Cada par de túneles quedará separado del siguiente por 180 m de carbón, que corresponde con el largo del frente de explotación.

Las medidas anteriores corresponden con las mínimas necesarias para la maniobrabilidad del equipo para explotación de los túneles, lo que se hará con mineros continuos, y para el movimiento de los escudos de protección de la frente de pared larga al trasladarlos de una frente a otra.

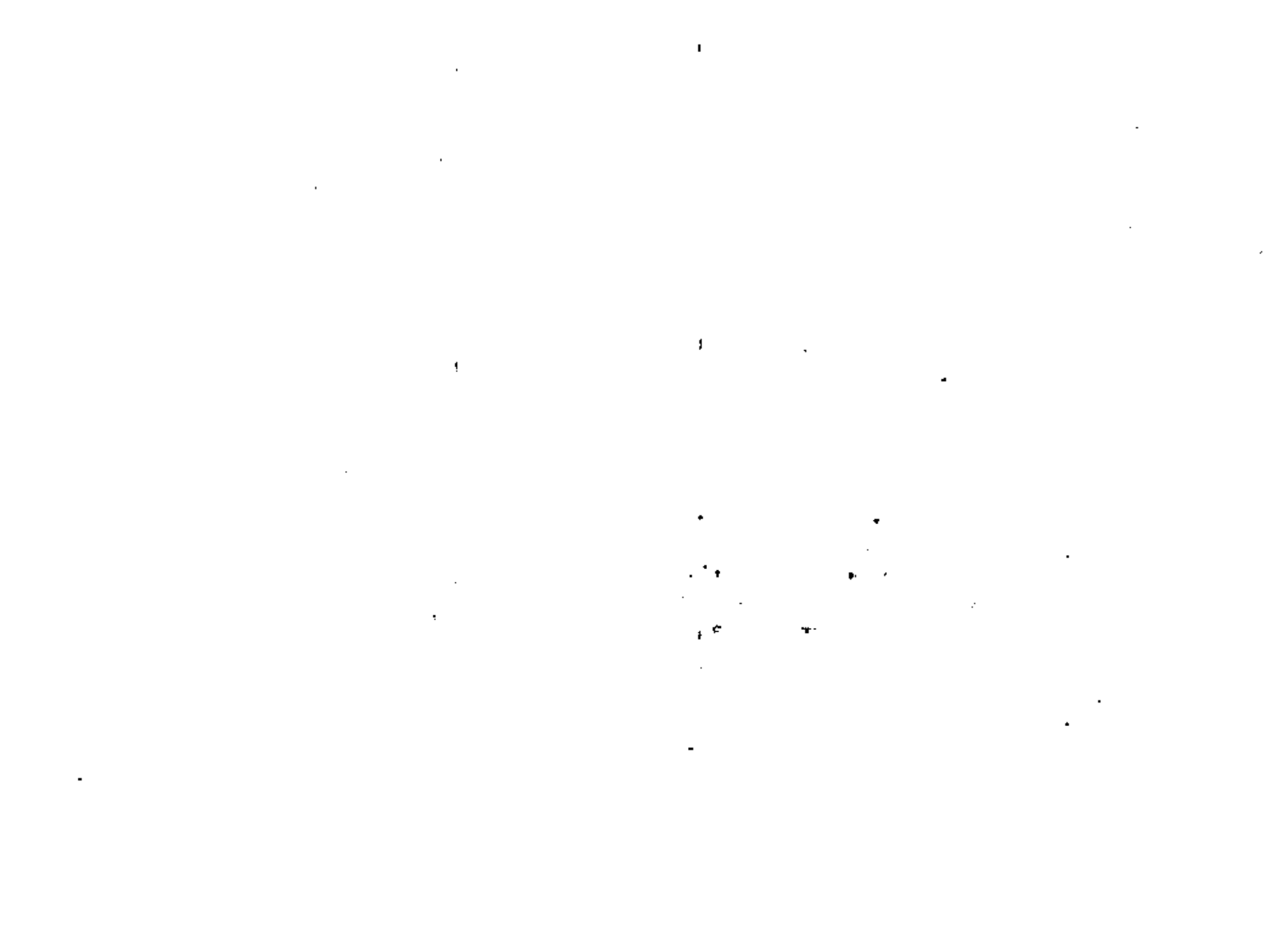
Los túneles o cañones de acceso a los frentes de pared larga, deberán ser estables durante la explotación del frente al que dan acceso, lo que de acuerdo a los programas es del orden de un año. El soporte de estos túneles, los cuales en conjunto tendrán una longitud total del orden de 180 km, es el objeto de los trabajos que se incluyen en el presente reporte.

3.2 Descripción de la geología

La geología en la zona de la mina se ha determinado con ayuda de más de 200 barrenos con recuperación de núcleos.

La secuencia litológica en el área es muy uniforme existiendo en la superficie, con espesor variable entre 15 y 25 m, una capa de caliza de origen continental, de color blanco lechoso a café claro. Su dureza es muy variable.

Subyaciendo a este depósito existe un manto de lutita color



gris pardo en el que se encuentran lentes de conglomerado e interestratificaciones de arenisca de grano fino a medio, constituida por fragmentos de diferentes tipos de roca y por feldspatos y cuarzo. Su matriz es arcillosa. En la zona de la mina la parte inferior de este manto se encuentra entre 42 m y 172 m de profundidad.

Bajo este manto y con espesor promedio de 2,0 m y máximo de 2,8 m se encuentra el estrato de carbón explotable. Presenta una inclinación hacia el este de 1 a 2 grados y se alarga en dirección Norte-Sur.

A continuación del manto de carbón existen areniscas de grano fino a medio, de matriz arcillosa.

El nivel freático se define entre 5 y 10 m abajo de la superficie del terreno. Sin embargo, es probable que corresponda con mantos colgados confinados en los acuíferos constituidos por el conglomerado.

3.3 Propiedades de la roca

De ensayos efectuados en laboratorio en núcleos de roca extraídos de profundidades próximas al manto de carbón se determinaron las siguientes propiedades:

Propiedad	Valor medio	Coefficiente de variación
a) Lutita:		
peso volumétrico seco	2,15 ton/m ³	4%
resistencia a la compresión	117 kg/cm ²	17%
resistencia a la tensión	11 "	65%
resistencia al corte simple	4 "	25%

	Valor medio	Coefficiente de variación
--	-------------	---------------------------

b) Carbón:

peso volumétrico seco	1,27 ton/m ³	11%
resistencia a la compresión	174 kg/cm ²	31%
resistencia a la tensión	9,3 "	38%
resistencia al corte simple	10,3 "	50%

c) Arenisca:

peso volumétrico seco	2,20 ton/m ³	6%
resistencia a la compresión	321 kg/cm ²	59%
resistencia a la tensión	38 "	55%
resistencia al corte simple	19 "	38%
índice de alteración	10 "	7%

4. TRAMOS EXPERIMENTALES DE TUNEL

La falta de experiencia en el uso de los sistemas de anclaje como soporte de la bóveda en minas de carbón, originaron la necesidad de efectuar ensayos en tramos de túnel y observar el comportamiento de los mismos.

Para la ejecución de los ensayos se eligió una pequeña mina, propiedad de C.F.E., próxima al sitio, de la que se extrae carbón para abastecer a la Planta Termoelectrica de Nava, Coah. Esta mina se explota por métodos manuales, a base de túneles de 1 m de ancho y 3 m de alto, para obtener una producción de 400 ton diarias de mineral. El soporte en los túneles temporales de esta mina es el usual, a base de marcos de madera, dejándose además in situ los 10 ó 15 cm superiores del manto de carbón para proteger del intemperismo a la lutita que lo superyaca.



Las características de los tramos de prueba se fijaron con la asesoría de los ingenieros A.G. Southwaite y C. Rudge del National Coal Board de Inglaterra quienes visitaron la mina antes mencionada y conocieron el proyecto de la nueva mina.

En un principio se pensó en ejecutar cinco tramos de prueba, de 50 m cada uno, en los que se soportaría el techo de la siguiente forma:

Tramo 1: anclas de 1.4 m de longitud espaciadas 1.20 m en dos direcciones ortogonales. Entre las hileras de anclas se colocaría malla de 3 x 3 pulgadas de alambre calibre 20, sujetándolo con las placas de las anclas.

Tramo 2: anclas de 1.4 m de longitud espaciadas 1.20 m en dos direcciones ortogonales. En cada hilera de anclas transversales al túnel se colocaría un tablón de 16 pies de largo, 8 pulgadas de ancho y dos pulgadas de grueso que estaría sujeto por las placas de las anclas y atravesado por estas últimas.

Tramo 3: igual al tramo 1 pero con anclas de 1.80 m de longitud.

Tramo 4: igual al tramo 2 pero con anclas de 1.80 m de longitud.

Tramo 5: sistema de anclaje "truso" patentado por la Forque Tension, Ltd. de Inglaterra, consistente en un par de anclas colocadas con una inclinación de 45° en el techo, junto a las paredes, unidas por un tensor horizontal que troquele al techo con polines de madera.

Las anclas deberían de ser del tipo de fricción colocadas con resina. Los tramos de prueba deberían tener 4.8 m de ancho y la altura sería igual a la del manto de carbón menos 15 cm que se dejarían para proteger a la lutita del intemperismo. Deberían escogerse tramos recién excavados de túnel para colocar las anclas, evitando así tramos en que el techo hubiera sufrido deformaciones anteriores. Los sistemas de soporte experimental deberían colocarse junto con el soporte de uso convencional en la mina y sólo cuando en los túneles se suspendiera la circulación de personal se procedería a retirar el soporte convencional y a observar el comportamiento de los tramos.

Una vez establecidas las características que deberían reunir los tramos experimentales y con el fin de no alterar los planes de explotación de la mina, se eligieron los cañones de regreso de ventilación números 3 y 4 para localizar los tramos de prueba. La elección se hizo también considerando que estos cañones irían a permanecer abiertos un período de un año y medio, tiempo en que se realizarían las observaciones.

5. INSTALACION DEL SISTEMA DE SOPORTE

Los tramos elegidos para la ejecución de las pruebas se ampliaron de 3 a 5 m como se aprecia en las Figs. 1 y 3. Para soportar el techo se colocaron dos marcos colineales cada metro.

El sistema experimental de soporte se colocó intermedio a los marcos.



5.1 Cañón 4

En este cañón la longitud del tramo de prueba fue de 41 m, colocándose cinco anclas de 1.80 m de longitud cada metro, como se ve en el recuadro de la Fig. 2. Se colocó también malla ciclón de 2 1/2 pulgadas por 2 1/2 pulgadas cubriendo el ancho del techo del túnel. En un tramo de 20 m de longitud, indicado en las figuras 1 y 2, se colocó un ancla adicional de 2.40 m de longitud, inclinada 45° y a una distancia del orden de un metro de la pared derecha del cañón, como refuerzo adicional, pues en esta parte, en el resto del tramo de prueba, se venía abriendo una grieta inclinada hacia el centro del techo del túnel.

Las anclas instaladas en el tramo fueron de dos tipos. Hasta la línea de anclas número 26 se colocaron anclas constituidas por varilla corrugada de acero grado duro ($f_{yp}=4200\text{kg/cm}^2$) de 1 pulgada de diámetro con una tuerca soldada en su extremo exterior; el resto de las anclas consistió en varillas corrugadas de 7/8 de pulgada de diámetro con cabeza en forma de tuerca preparada en fragua.

Las anclas se instalaron en perforaciones de 1 3/8 de pulgada de diámetro en las que se introdujeron dos o tres cartuchos de resina epóxica de 20 pulgadas de longitud y 32 mm de diámetro. Se experimentó con diferentes cantidades de resina tratándose de que se rellenara completamente el espacio entre las paredes de la perforación y el ancla. Se optó por utilizar 3 cartuchos pues el uso de más impedía la entrada del an-

cla hasta el fondo.

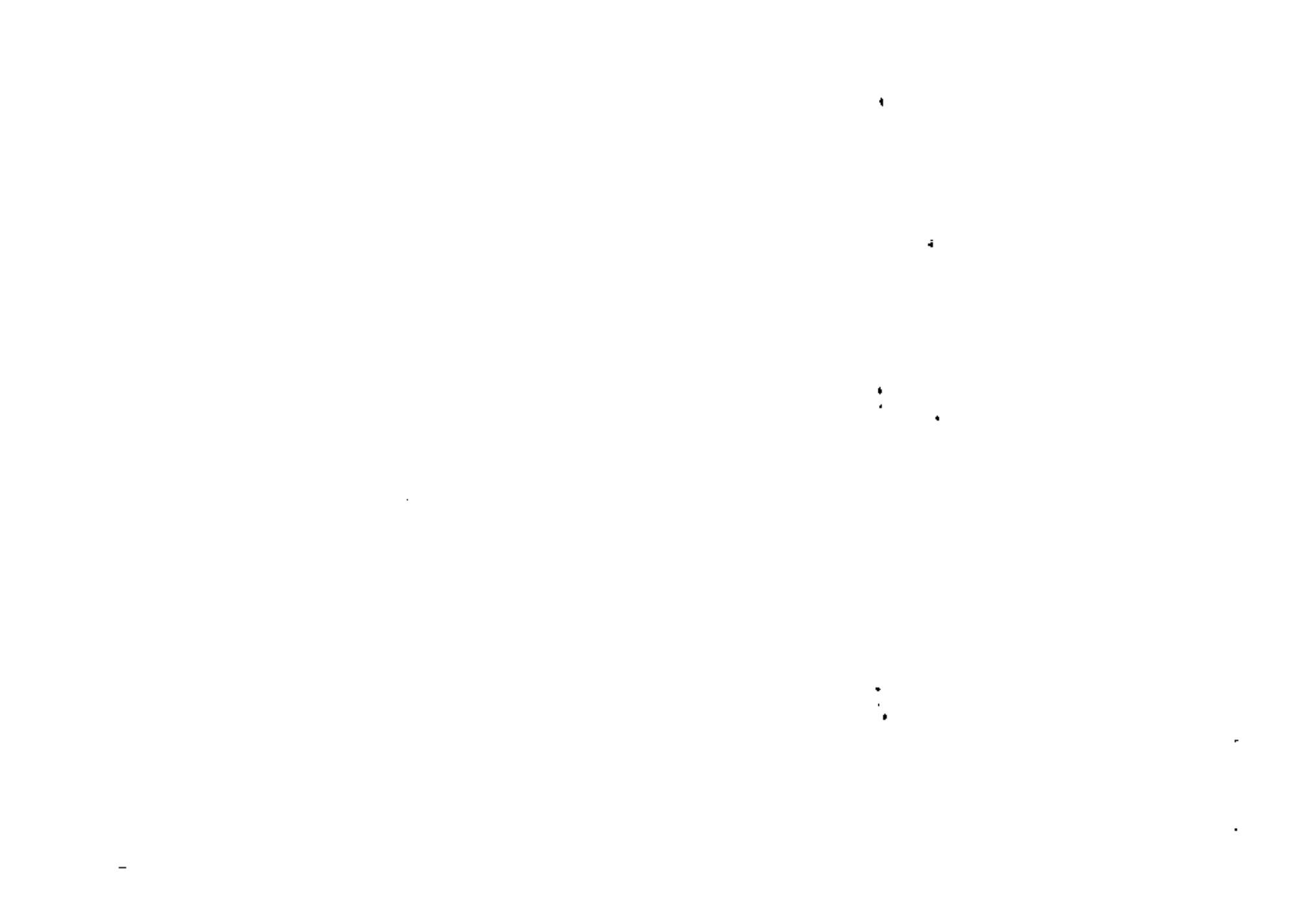
Las perforaciones se efectuaron con un "steeper" y con este mismo se introdujo el ancla previa colocación de los cartuchos en el interior de la perforación. El steeper permitió introducir el ancla en la perforación con una velocidad de rotación de 200 revoluciones por minuto aproximadamente, lo que provocó el batido del catalizador y el endurecimiento de la resina. La instalación de cada ancla desde el inicio de la perforación hasta su introducción total en la misma tomó entre 3 y 4 minutos. Para lograr un fraguado inicial suficiente se sostuvo el ancla, posteriormente a su colocación, por un lapso de 5 minutos.

La resina utilizada fue la Celtite cuyas características son siguientes:

peso volumétrico:	1.85 gr/cm ³
resistencia a la compresión:	1125 kg/cm ²
resistencia a la tensión:	170 kg/cm ²
resistencia al corte:	327 kg/cm ²
tiempo de fraguado:	1 minuto
tiempo de mezclado:	15 segundos

5.2 Cañón 3

En este cañón el tramo de prueba fue de 50 m de longitud, dividido en tres zonas. Conforme se aprecia en la figura 3, en la zona A se colocó un ancla central de 1.80 m de longitud completamente vertical, dos anclas con 40° de inclinación



hacia las paredes del túnel y 2.40 m de longitud, y dos anclas a 45° también de 2.40 m de longitud. Estas cinco anclas se colocaron atravesando una pieza de madera rolliza de 14 pies de longitud y 8 pulgadas de diámetro que sostenía a la malla ciclón. Además se colocó un ancla adicional, de 2.40 m de longitud y con 45° de inclinación separada entre 50 cm y un metro de la pared izquierda del cañón.

En la zona B no se colocó anclaje para poder contar con un tramo de referencia con el sistema convencional de soporte.

En la zona C el anclaje colocado consistió en anclas verticales de 1.80 m de longitud, espaciadas como se ve en la figura 3, colocadas sujetando un tablón de 16 pies de largo, 8 pulgadas de ancho y dos de espesor, el cual sostenía una malla ciclón.

Las anclas utilizadas en este cañón fueron todas varillas corrugadas de acero grado duro, de $7/8$ de pulgada de diámetro con cabeza formada en fragua.

Por lo que respecta al procedimiento de instalación, tipo de resina, etc. fueron los mismos utilizados en el cañón 4.

Durante la instalación de los sistemas de soporte experimental en ambos cañones, se procuró estar siempre lo más próximo posible al frente de explotación. Se llevaron registros del avance del frente, de la colocación de los marcos de madera y del anclaje en el techo. Con los datos reunidos se formaron las gráficas de las figuras 2 y 4. Se observó que

el hecho de no colocar el anclaje inmediatamente después de abierto el frente, permite la deformación del techo, aunque estén colocados los marcos. Cuando el anclaje se separó del frente del orden de 3 m, se produjo una grieta paralela al eje del túnel en cada lado del techo. No se pudo determinar la profundidad de la grieta pero su dirección tenía tendencia a ir hacia el centro del túnel con aproximadamente 60° de inclinación con la horizontal.

4. INSTRUMENTACION

Para observar el comportamiento de las paredes, piso y techo del túnel, se fijaron secciones instrumentadas cada cinco metros de distancia en los tramos experimentales.

La instrumentación de las secciones consistió en la colocación de extensómetros de barra cuyo dispositivo de medición fue un potenciómetro eléctrico de precisión. En el techo y paredes se utilizaron potenciómetros Helipot de 10 Ohms, 0.3 de linealidad y 1.3 cm de radio. En el piso se utilizaron potenciómetros Spectrol también de 10 Ohms y 0.3 de linealidad pero de 3.3 cm de radio y sellados para protegerlos contra el agua.

La distribución de extensómetros en las secciones instrumentadas puede apreciarse en las figuras 7 a 17, junto con la profundidad a la que fueron fijados dentro de la roca. En algunas secciones se colocó, además de los extensómetros, un dispositivo para medir la convergencia del piso y el techo. En la figura 5 se incluye un croquis de la colocación de los

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that proper record-keeping is essential for ensuring transparency and accountability in financial operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and techniques used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to ensure the validity of the results.

3. The third part of the document focuses on the analysis and interpretation of the collected data. It discusses the various statistical and analytical tools used to identify trends, patterns, and correlations within the data.

4. The fourth part of the document discusses the implications and applications of the findings. It highlights the potential impact of the research on various fields and industries, and provides recommendations for further research and action.

5. The fifth part of the document provides a conclusion and summarizes the key findings and recommendations. It emphasizes the importance of continued research and collaboration in addressing the challenges and opportunities identified in the study.

extensómetros y del dispositivo para medir convergencia.

A los lados de la sección instrumentada 7 se colocaron dos extensómetros de 2 m de longitud y 2 de 3 m para conocer la distribución de los movimientos de la roca sobre el techo.

Todos los cables de los potenciómetros se llevaron a una consola fuera del área de prueba para evitar riesgos del personal que efectuaba las mediciones. Estas se realizaron con un Puente de Wheatstone.

Se colocó además un sistema de niveles hidráulicos para seguir las deformaciones del techo, pero este presentó problemas por la evaporación que ocurría en el interior de los niveles.

7. PRUEBAS EFECTUADAS

Como primer paso del programa de pruebas se extrajeron tres anclas de 1.80 m de longitud y 1 pulgada de diámetro, instaladas en perforaciones de 1 1/2 pulgada de diámetro. La figura 6 muestra las gráficas carga-deformación determinadas en los ensayos.

Una vez que los tramos experimentales dejaron de funcionar para la circulación en la mina, se procedió a la ejecución de las pruebas programadas.

Para retirar el soporte convencional se construyeron cerca de 100 gatos mecánicos de tornillo que se utilizaron para substituir los troncos verticales de los marcos de madera, colocándose con una distribución de 1 m x 1 m bajo los troncos horizontales.

Al ir aflojando los gatos mecánicos el techo comenzó a deformarse y las anclas comenzaron a trabajar. Las deformaciones que se fueron presentando se detectaron con los instrumentos colocados. Algunas de las gráficas elaboradas se incluyen en las figuras 7 a 17.

La deformación máxima permisible en el techo se fijó en 12 cm correspondiente a 2% de expansión del techo entre el punto de medición y la cara libre (profundidad del extensómetro igual a 6 m).

A continuación se detallan las pruebas y resultados obtenidos en cada cañón.

7.1 Cañón 4

La prueba en este cañón se verificó en dos etapas. En la primera etapa, iniciada el 25 de septiembre de 1977 se movieron seis marcos, tres a cada lado de la sección instrumentada número 4 (ver fig. 1). La segunda etapa se inició el 17 de octubre siguiente moviendo 8 marcos más, hasta llegar a la sección instrumentada 6.

Al inicio de la primera etapa se aflojaron los tornillos de los gatos mecánicos hasta dejarlos prácticamente sin cargar. Se observaron las deformaciones en forma continua principalmente en la sección 4 llegándose a tener una deformación de 2 cm en el extensómetro central del techo después de 3 hrs. de iniciada la prueba, y 3.4 cm después de 24 hrs. Se prosiguió de esta forma, aflojando los gatos que se notaban cargando, diariamente, registrándose las deformaciones que se

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent data collection procedures and the use of advanced analytical techniques to derive meaningful insights from the data.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and analysis processes, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that the data remains reliable and secure throughout its lifecycle.

5. The fifth part of the document discusses the importance of data governance and the role of various stakeholders in ensuring that data is used ethically and in compliance with relevant regulations and standards.

6. The sixth part of the document provides a summary of the key findings and recommendations. It emphasizes the need for a holistic approach to data management, one that integrates data collection, analysis, and governance into the organization's overall strategy.

7. The seventh part of the document includes a list of references and sources used in the research. It provides a comprehensive overview of the current state of data management research and practice.

8. The eighth part of the document is a conclusion that reiterates the main points of the document and offers final thoughts on the future of data management. It suggests that continued innovation and collaboration are essential for overcoming the challenges and realizing the full potential of data.

iban produciendo.

Al comenzar la segunda etapa, ampliando el tramo con marcos apoyados en gatos mecánicos, las deformaciones sufrieron un aumento brusco llegando a ser del orden de 12 cm en el extensómetro central del techo de las secciones 7 y 8, el día 24 de octubre. En este momento se decidió suspender la prueba para no poner en peligro la estabilidad del túnel, por lo que se colocaron nuevamente los postes verticales de los marcos de madera y se retiraron definitivamente los gatos mecánicos. Las lecturas de deformaciones continuaron tomándose por un tiempo.

Las figuras 7 a 12 muestran gráficas de deformación de algunas de las secciones instrumentadas, de los extensómetros cortos (2 y 3 m) y de las mediciones de convergencia.

7.2 Cañón 3

En este tramo sólo fue posible efectuar pruebas en la zona A, iniciándose ésta el 18 de enero del presente año. Se removieron todos los marcos de la zona (ver figura 3), en total 4 marcos, teniéndose lecturas de las deformaciones que ocurrían. El día 24 de enero en la sección 2 la deformación acumulada en el extensómetro central del techo alcanzó 12 cm, por lo que se decidió suspender la prueba colocando nuevamente los postes verticales de madera y retirando los gatos mecánicos.

No fue posible efectuar la prueba en la zona C de este ca-

ñón debido a que la mina fue cerrada al dejarse de operar la Planta Termoeléctrica de Nava, Coah.

8. CONCLUSIONES

- Los instrumentos colocados proporcionaron mediciones congruentes con el comportamiento estructural del túnel y consistencia durante su operación por lo que los datos obtenidos se juzgan confiables.
- Las deformaciones que ocurrieron en el techo en los tramos experimentales (secciones 7 y 8 del cañón 4 y sección 2 del cañón 3) fueron excesivas para la estabilidad del túnel de acuerdo a experiencias publicadas. Se alcanzaron deformaciones de 12 cm, correspondientes a una expansión del 2% entre el punto de medición y la cara libre de la roca, en un tiempo corto para lo que deben estar abiertos los túneles temporales de la mina.
- Las deformaciones del techo ocurridas en secciones en las que no se removieron los postes verticales de madera fueron entre 1 y 2 cm en el tiempo que duraron las pruebas (ver figuras 7, 11, 15, 16).
- De acuerdo a las mediciones de extensómetros colocados a diferentes profundidades en el techo, entre 2 y 3 m hay una deformación importante, posiblemente una grieta.
- Las anclas de 1.80 m de longitud parecen ser reducidas en el ancho de túnel ensayado. Anclas de mayor longitud

RAFFOUX, J.P., P.SINOU y E.TINCELIN "Le boulonnage des voiles et des galeries minières" Revue de L'industrie minière, Julio, 71.



podrían conducir a resultados más prometedores.

- f) La deformación de las paredes de los túneles fue muy reducida, con valores máximos de 2 ó 3 mm.
- g) El piso del túnel manifestó expansión con valores del orden de 2 cm como máximo
- h) Los dispositivos para medición de convergencia proporcionaron datos congruentes con los obtenidos por medio de los extensómetros de piso y techo combinados.
- i) El tramo en el que se colocaron anclas con maderas rollizas como trabes (zona A del cañón 3) presentó un comportamiento más uniforme que el tramo con anclas solas (cañón 4). Además hubo menos agrietamiento en el techo. Sin embargo, la longitud de anclaje y separación del mismo, no representó un soporte adecuado por la rapidez con que se llegó a la deformación máxima permisible.
- j) Se pudo observar que es muy importante para el buen funcionamiento del anclaje colocarlo inmediatamente atrás del frente abierto para evitar deformaciones del techo. En las ocasiones en que hubo desfaseamiento entre ambas operaciones se formaron grietas en el techo, próximas a las paredes y paralelas a ellas.

9. RECONOCIMIENTOS

Los trabajos descritos en el presente reporte fueron posibles gracias al patrocinio de la Coordinadora de Río Escondido, Coah. La colaboración del personal de la Mina de Río Escondido, Coah.

y especialmente del Ing. Salvador Uribe V., Superintendente de la Mina, permitieron el desarrollo de los programas de ensaye. La colocación del anclaje estuvo a cargo del Sr. Mario Urquijo E. En la coordinación de los trabajos de campo participaron los Ings. Raúl Ramírez Aranda, Sergio Ochoa Ochoa y Alfonso Rodríguez García. La colocación de instrumentos, y ejecución de mediciones fue hecha por los Sros. Filadelfo Ayanequi U., y Humberto León M. Los trabajos de laboratorio fueron ejecutados por los Sros. Efraín Esperón G., y Francisca Vallejo C. La fabricación de instrumentos fue hecha por personal del taller del Departamento de Estudios Experimentales, a cargo del Ing. Jorge Dorbón.

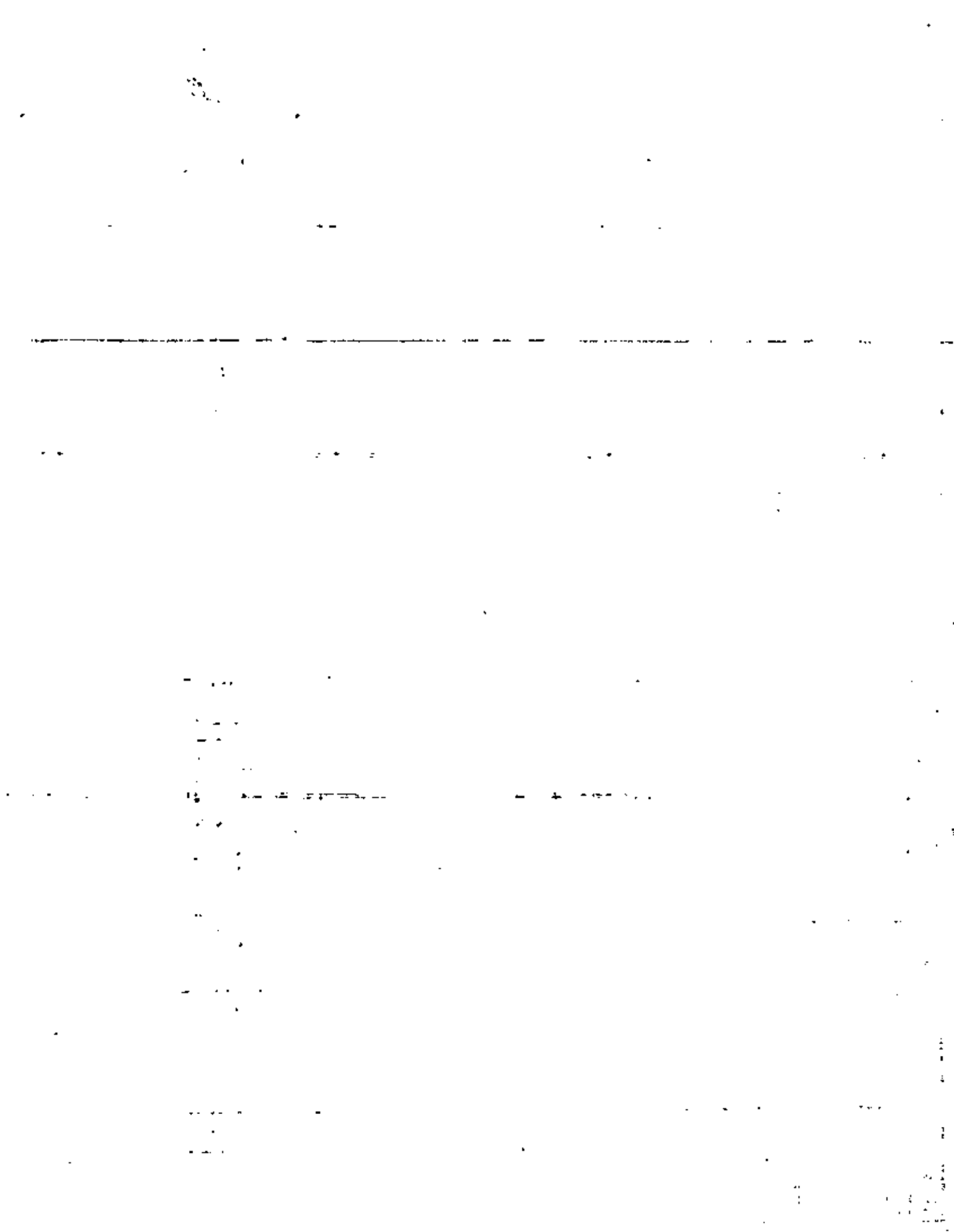
NOTA: La suspensión imprevista de la operación de la mina al cerrarse la Planta Termoeléctrica de Nava, Coah. impidieron llevar a cabo la totalidad de las pruebas programadas. Se pretende continuar con los ensayos una vez se cuente con la mina nueva.

10

11

12

13



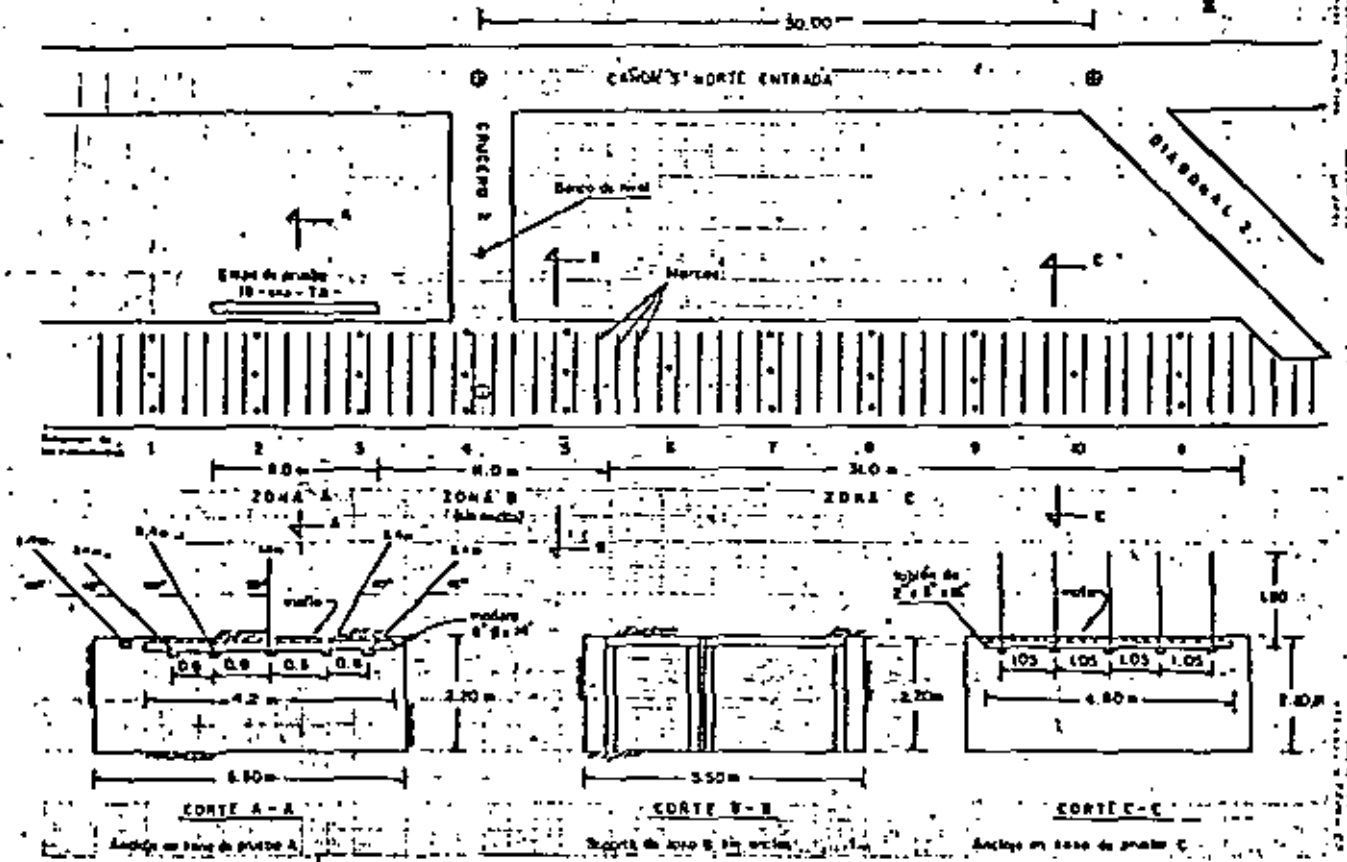
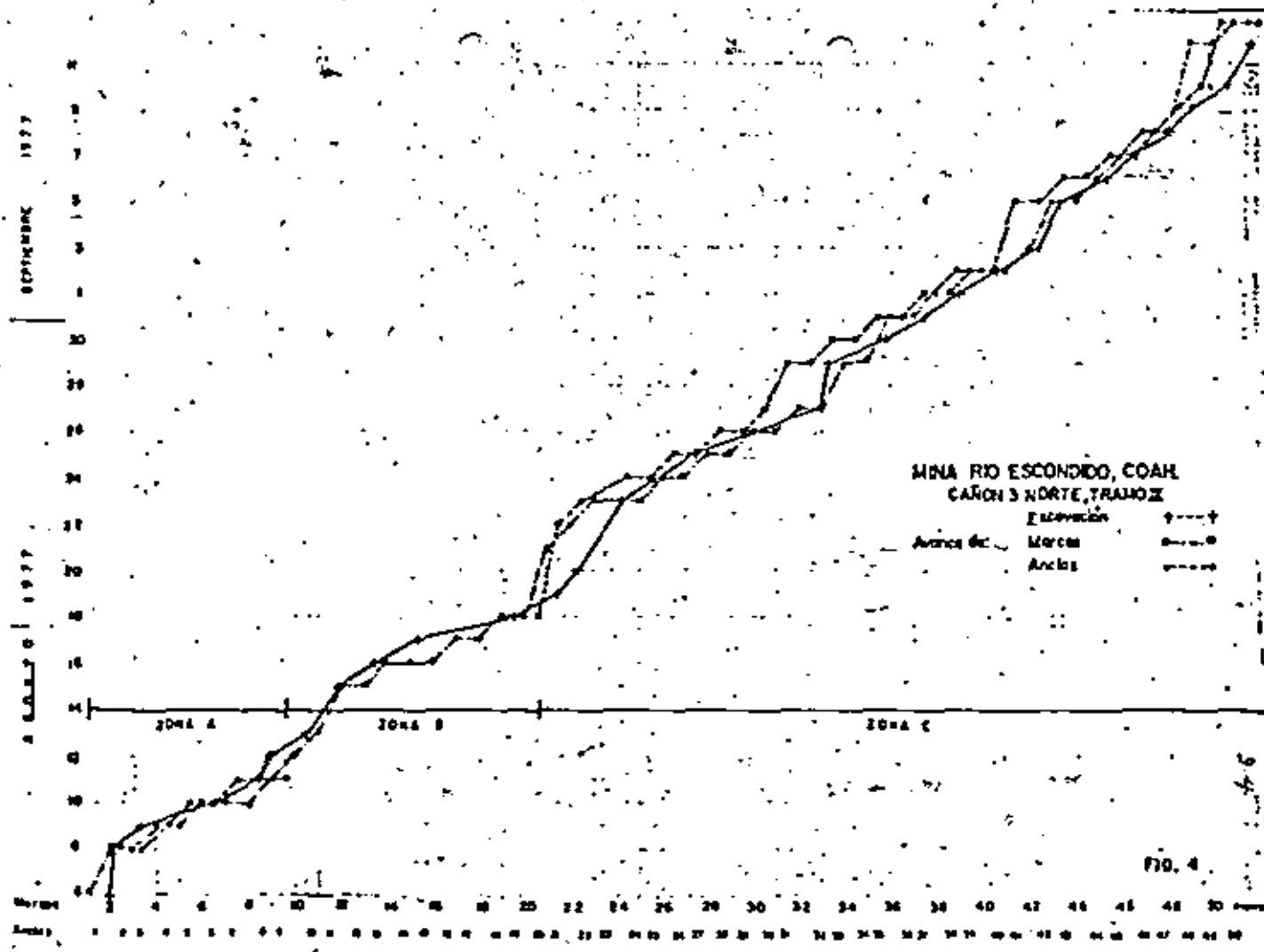


FIG. 3



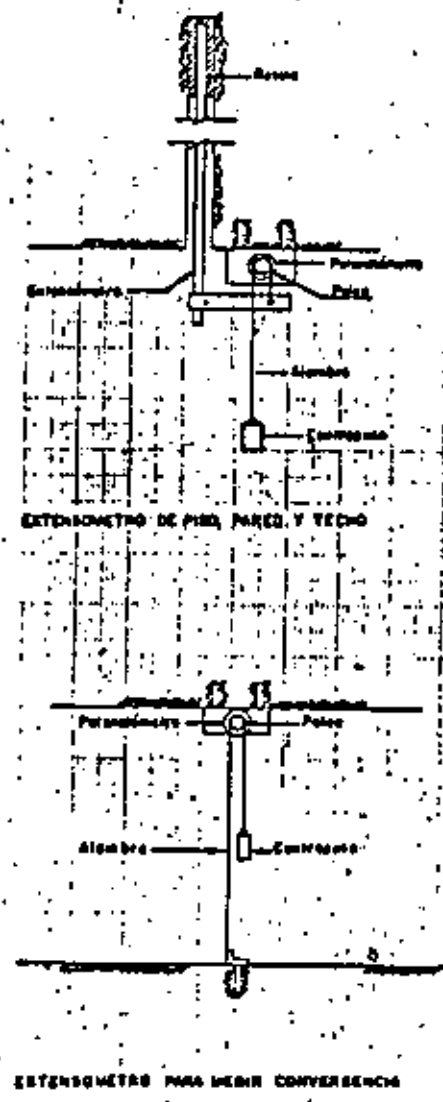
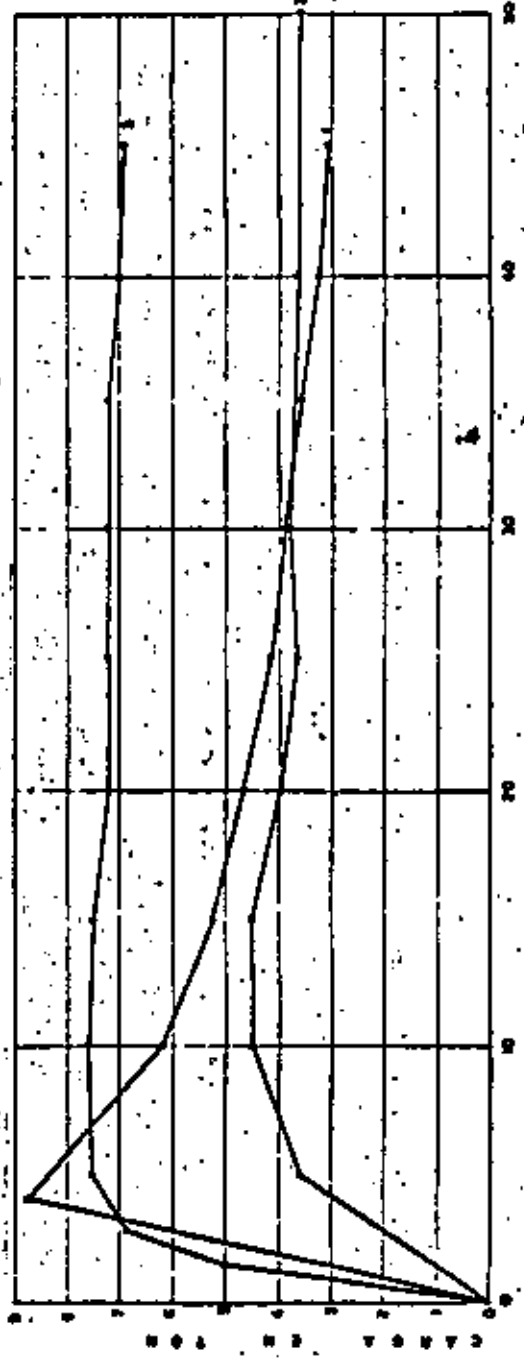


FIG. 5
 INSTRUMENTOS PARA MEDIR
 DEFORMACIONES EN
 LOS MUEBLES DE LA MINA

MINA RIO ESCONDIDO, COAH.
 PRUEBA DE TENSADO DE ANCLAS
 CAÑON 4 NORTE, REGRESO

FIG. 6

Las anclas consistieron en varillas corrugadas de acero grado duro de 1" de diámetro y 1.80 m de longitud. Se instalaron en perforaciones de 1 1/2" de diámetro. La falla ocurrió siempre en el contacto resina-roca. El ancla No. 2 quedó con 38 cm sin resina en la proximidad de la boca del barrenado. Las otras anclas quedaron totalmente cubiertas de resina.



1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

C.F.E. DEPTO EST. EXP.
 Oficina de Mediciones y Puntos
 Man. Rio Escondido, C. 100
 C. 100 N. 13 Norte, p. 100
 Tramo N. 13, Sección 1, tipo A

FIG. 14



Grupo sección B

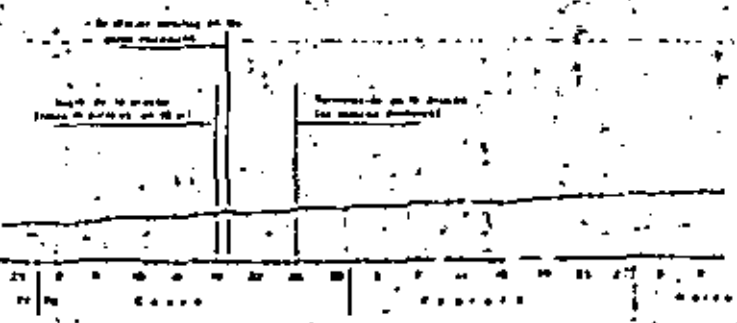


C.F.E. DEPTO EST. EXP.
 Oficina de Mediciones y Puntos
 Man. Rio Escondido, C. 100
 C. 100 N. 13 Norte, p. 100
 Tramo N. 13, Sección 1, tipo C

63



Grupo sección C

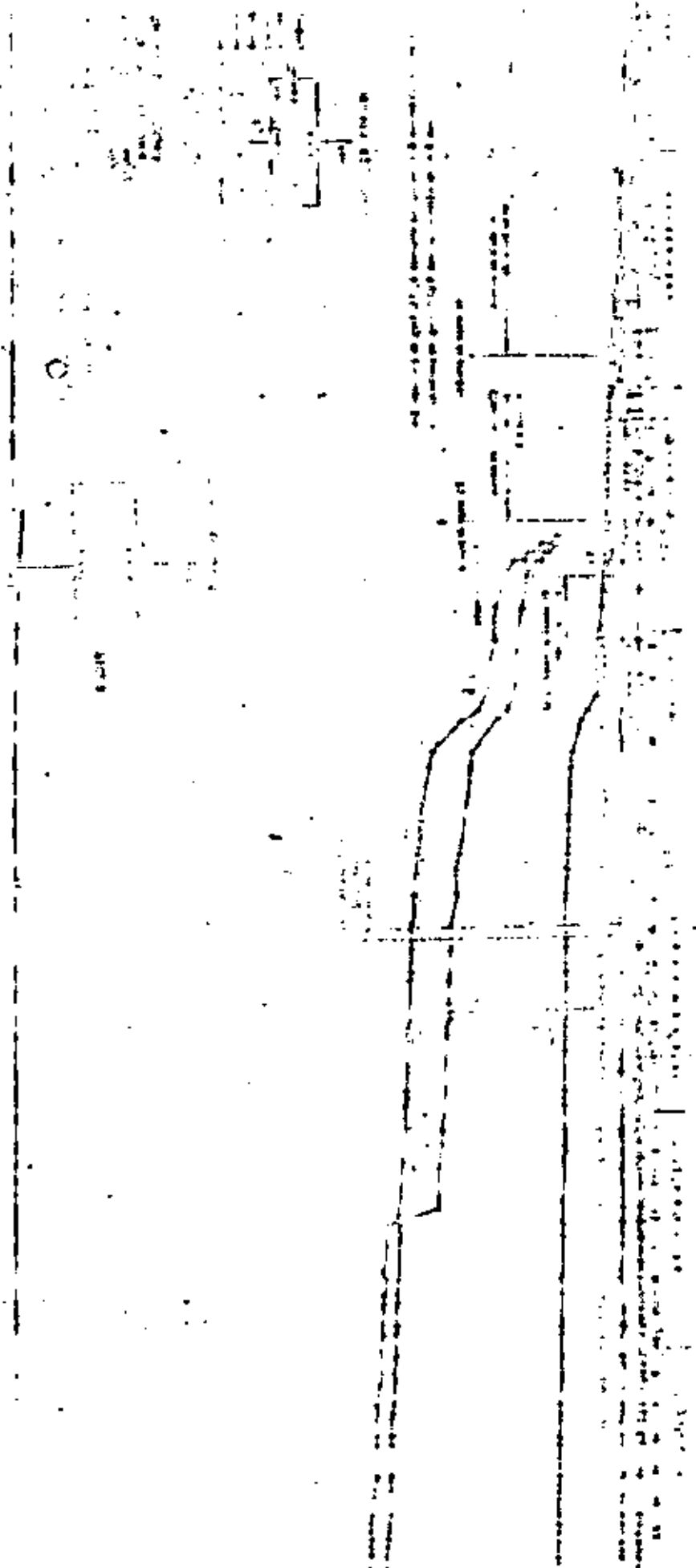


20

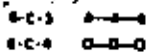
200 25 10 150

100 20 10 150

100 20 10 150



C.F.E. DEPTO. EST. EXP.
Oficina de Mecánica de Rocas
Mina Río Escondido, Cdeh.
Cañón N° 3 Norte, regreso
Tramo N° 17, Sección 6, tipo C



Cross-section 6

DESPLAZAMIENTOS EN CM

Inicio de la prueba:
Empuje de puntales en Qm1

Terminación de la prueba:
En relación análoga

