



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

C-4

CURSOS INSTITUCIONALES

DIPLOMADO EN CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS

MOD. III GEOTECNIA EN LAS OBRAS HIDRÁULICAS

Del 05 al 13 de octubre de 2001

APUNTES GENERALES

M. en I. Alberto Menache Varela
Comisión Nacional del Agua
Septiembre /2001

GEOTECNIA EN LAS OBRAS
HIDRÁULICAS

GEOLOGÍA, MECÁNICA DE
SUELOS Y DE ROCAS Y
PRUEBAS DE LABORATORIO

M.I. Alberto Menache Varela

Clasificación de los macizos rocosos

INTRODUCCIÓN

Una excavación subterránea es una estructura de gran complejidad y las únicas herramientas de las que dispone el proyectista para ayudarse en su empresa son unos modelos extraordinariamente simplificados sobre algunos de los fenómenos que se conjugan para lograr la estabilidad de la excavación. Por lo general estos modelos sólo se podrán usar para analizar determinado fenómeno a la vez, por ejemplo la influencia de discontinuidades estructurales o de grandes esfuerzos de la roca sobre la excavación. En teoría no se puede determinar bien, más que rara vez, la interacción de estos fenómenos y el proyectista se ve forzado a tomar una serie de decisiones de diseño en las que su criterio de ingeniero y su experiencia práctica juegan un papel importante.

Si se tiene la buena fortuna de contar con un ingeniero que haya diseñado y dirigido la construcción de excavaciones en formaciones parecidas a las del proyecto, se podrán tomar las decisiones con cierta tranquilidad. Pero cuando no se cuenta con esta experiencia, ¿qué criterio habrá que utilizar para saber si las decisiones son lógicas? ¿Cómo se podrá saber si el claro es demasiado grande o si las anclas que se especifican sobran o escasean?

La respuesta consiste en emplear algún sistema de clasificación en el que se puede confrontar la problemática propia con la encontrada por otros. Tal sistema de clasificación sirve para que el proyectista tenga acceso a la experiencia sobre condiciones de roca y necesidades de refuerzo, experiencia recabada en otras obras para compararla con las condiciones supuestas en su propia obra.

La necesidad de algún sistema para la clasificación de roca se manifiesta por la cantidad de referencias que tratan del tema 6-29 y 1*. Algunas de las etapas más importantes en el desarrollo de sistemas de clasificación para los refuerzos subterráneos se reseñan a continuación:

* Las referencias tienen números seriados en este libro y no se repiten. Por lo tanto, una referencia que se ha empleado en un capítulo anterior se quedará con el número con el que apareció la primera vez.

A CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS DE TERZAGHI

En 1946, Terzaghi¹ propuso un sistema sencillo de clasificación de roca para calcular las cargas que deben soportar los marcos de acero en los túneles. Describió varios tipos de roca y con base en su experiencia de los túneles ferrocarrileros con refuerzo de acero, en los Alpes, fijó escalas de roca según las diferentes condiciones del terreno. Este artículo es importante, en el cual Terzaghi intentó cuantificar su experiencia de modo que pudiera servir a otros, ha tenido desde el día de su publicación un uso extenso en la construcción de túneles en América del Norte. Por la importancia histórica del tema y también por la dificultad para encontrar reproducciones del texto original, describiremos esta clasificación con más detalle de lo que se haría normalmente.

En la introducción de la parte del artículo que trata de la estimación de las rocas arcuosas, Terzaghi hace hincapié sobre la importancia de la exploración geológica que deberá hacerse antes de que se termine el diseño y sobre todo insiste en conseguir información sobre los defectos en la formación de roca. Una cita de su artículo:

"Desde el punto de vista de la ingeniería, el conocimiento del tipo de defecto en la roca y en su intensidad puede ser más importante que el tipo de roca que se pueda encontrar. Por lo tanto, durante la exploración hay que dar especial atención a los defectos en la roca. El informe geológico deberá contener una descripción detallada de los defectos observados en términos geológicos. También deberá mencionar la roca defectuosa en términos de tuneeo, como por ejemplo: roca en bloques, juntaada, roca que se comprime o se expande."

En su artículo procede con la definición de estos términos de tuneeo como sigue:

- **Roca inalterada** no tiene fisuras ni ramaleos. Por lo tanto, cuando se rompe, lo hace a través de la roca sana. Debido al daño que se hace a la roca con el uso de explosivos, pueden caer del techo desgajos de roca varias horas o varios días después de la voladura. Esta condición se llama desprendido. La roca dura, inalterada, también puede verse afectada por chasquidos, lo que implica la separación espontánea y violenta de láminas de roca de las paredes o del techo.
- **Roca estratificada** está constituida por capas unitarias con poca o ninguna resistencia a la separación a lo largo del plano límite entre estratos. La capa puede haberse debilitado o no debido a fracturas transversales. Los desprendidos son comunes en este tipo de rocas.
- **Roca medianamente fisurada** tiene fisuras y ramaleos pero los bloques entre las juntas están soldados o tan íntimamente embonados que las paredes verticales no necesitan refuerzo. En rocas de este tipo, se puede encontrar a la vez el desprendido y el chasquido.
- **Roca agrietada en bloques** es una roca químicamente inalterada o casi inalterada, cuyos fragmentos se encuentran totalmente separados unos de otros y no embonan. Esta clase de roca puede necesitar además laterales en las paredes.
- **Roca triturada** pero químicamente sana tiene la apariencia de ser un producto de trituradora. Si los fragmentos, en su mayoría o todos, son del tamaño de arena y no ha habido recementación, la roca triturada que está abajo del nivel de las aguas freáticas tiene las propiedades de una arena saturada.
- **Roca comprimida** avanza lentamente en el túnel sin aumento perceptible de volumen. Un prerrequisito de compresión es un porcentaje elevado de partículas microscópicas o sub-microscópicas de micas o de minerales arcillosos de poca expansibilidad.
- **Roca expansiva** avanza básicamente en el túnel debido a su propia expansión. La capacidad de esponjamiento parece estar limitada a las rocas que contienen minerales arcillosos como la montmorillonita, con una alta capacidad de expandirse.

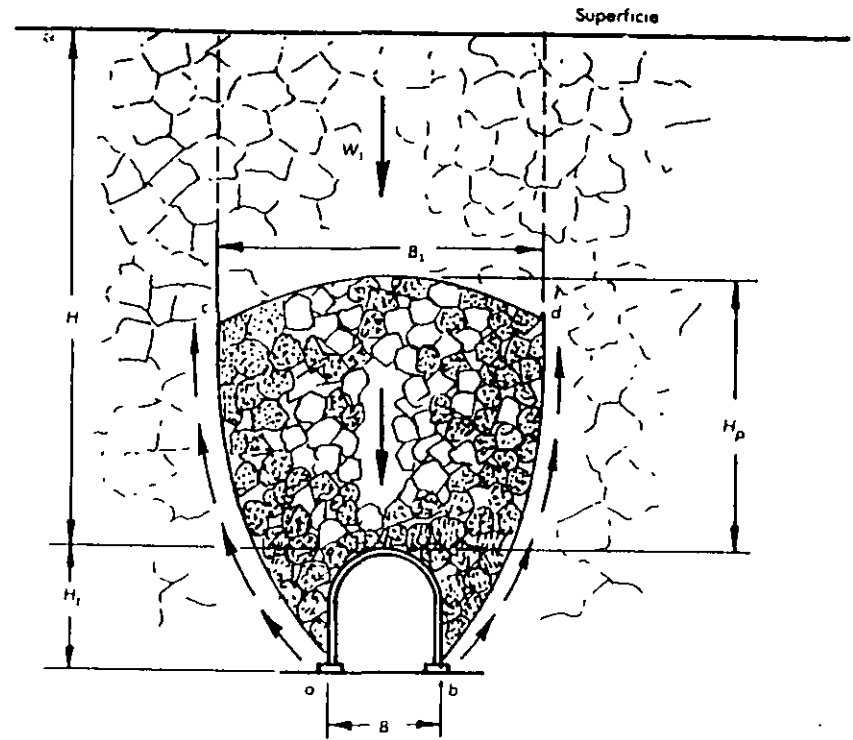


Figura 1 Diagrama simplificado que representa el movimiento de roca suelta hacia un túnel y la transferencia de la carga a la roca circundante (Según Terzaghi¹)

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

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

Cording y Deere² señalan que estos criterios han sido empleados extensamente durante los últimos 25 años y que han resultado correctos, aunque un poco conservadores, para los túneles con marcos de acero. Por otro lado, Cecil³ estimó que la clasificación de Terzaghi era demasiado general para permitir una evaluación objetiva de la carga de roca y que no proporciona la información cuantitativa sobre sus propiedades. Recomendó que se limitara su uso a túneles con refuerzo de marcos de acero.

Tabla 1. Clasificación de Terzaghi para carga de roca en túneles con soporte de marcos de acero.

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

| Estado de la roca | Carga de roca H_p en pies | Observaciones |
|--|--|---|
| Dura y masiva | cero | Sólo se necesitará refuerzo escaso si hay desprendido o chasquido |
| Dura pero estratificada o esquistosa ** | 0 a 0.5 B | Refuerzo escaso más que nada como protección contra desprendimientos |
| 5 Masiva, ligeramente fisurada | 0 a 0.25 B | La carga puede cambiar en forma errática de un punto a otro |
| 6 Medianamente fracturada en bloques algo abiertos | 0.25 B a 0.35 (B + H _t) | No hay presión lateral |
| 7 Muy fracturada en bloques y las fracturas abiertas | (0.35 a 1.10)(B + H _t) | Poca o ninguna presión lateral |
| 8 Totalmente triturada pero químicamente inalterada | 1.10 (B + H _t) | Presiones laterales considerables. Los efectos de las infiltraciones hacia el piso del túnel requieren apoyo continuo para las partes bajas de los marcos, o bien marcos circulares |
| 9 Roca comprimida, profundidad moderada | (1.10 a 2.20) (B + H _t) | Considerable presión lateral. Se requiere plantilla apuntalada. Es preferible usar marcos circulares |
| 10 Roca comprimida a gran profundidad | (2.10 a 4.50) (B + H _t) | |
| 11 Roca expansiva | Hasta 250 pies, independientemente del valor (B + H _t) | Marcos circulares indispensables. En casos extremos, usese refuerzo elástico |

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

* Algunas de las formaciones rocosas más comunes contienen capas de lutita***. Cuando no está meteorizada, la lutita verdadera no está peor que otras rocas estratificadas. Sin embargo, la palabra pizarra se aplica muchos veces a sedimentos arcillosos muy compactos que todavía no adquieren las propiedades de la roca. Esta material llamado lutita puede comportarse en un túnel como una roca comprimida y aun expansiva.

Si una formación consiste en una secuencia de capas horizontales de arenisca o caliza y de lutita inmadura, la excavación del túnel se complica muchas veces con una compresión progresiva de la roca en ambos lados del túnel, produciendo un movimiento descendente del techo. Además, una baja resistencia al deslizamiento en los límites entre la lutita y la roca, probablemente reducirá mucho la capacidad de apuntalar que tiene la roca encima del techo. Por lo tanto, en esta clase de formaciones, la presión sobre el techo puede ser tan grande como en una formación muy fracturada en bloques.

***El término inglés shale se ha traducido como pizarra arcillosa, pero se prefiere usar el de lutita para la roca sedimentaria y el de pizarra (slate) para la metamórfica, a fin de evitar confusiones al principiante (N. del R.T.)

CLASIFICACIONES DE STINI Y LAUFFER

Stini, en su manual de geología de túneles,^{7*} propuso una clasificación de los macizos rocosos y comentó muchas de las condiciones adversas que pueden encontrarse en la construcción de túneles. Insistió sobre la importancia de los defectos estructurales de la roca y desaconsejó que se excavara paralelo al rumbo de discontinuidades muy inclinadas.

Mientras Terzaghi y Stini hablan estudiado la inestabilidad en relación con el tiempo en los túneles, fue Lauffer⁸ quien llamó la atención sobre la importancia del tiempo de sostén del claro activo en un túnel. El tiempo de sostén es el lapso durante el cual una excavación será capaz de mantenerse abierta sin ademe, mientras que el claro activo es el claro sin ademe más grande en el túnel entre el frente y los refuerzos, como lo ilustra la figura 2.

Lauffer pensó que el tiempo de sostén para un claro activo cualquiera está relacionado con las características de la roca conforme lo ilustra la figura 3. En esta figura las letras se refieren a la clase de roca. A corresponde a una roca muy buena, o sea la roca tenaz e inalterada de Terzaghi y G corresponde a una roca muy blanda, más o menos la roca comprimida o expansiva de Terzaghi.

El trabajo de Stini y Lauffer que se publicó en alemán ha despertado poco interés en el medio de habla inglesa. Sin embargo ha tenido una influencia determinante en los sistemas de clasificación más recientes como los que propusieron Brekke y Howard¹¹ y Bieniawski,¹² mismos que se estudiarán más adelante en este capítulo.

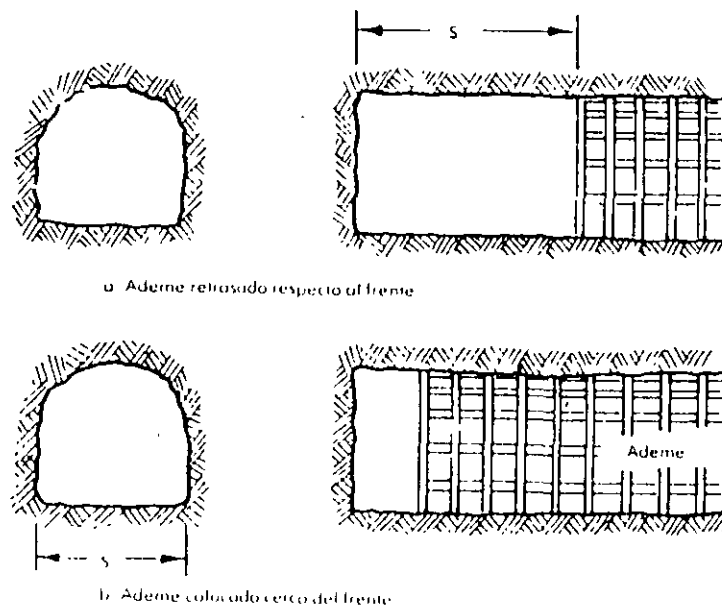


Figura 2 Definición de Lauffer del claro activo S

* Una traducción inglesa del capítulo intitulado "La importancia de la estructura del macizo rocoso en la construcción de túneles" ha sido realizado por la Austrian Society for Geomechanics (Sociedad Austriaca de Geomecánica) - traducción 18, Julio 1974 - 102 páginas

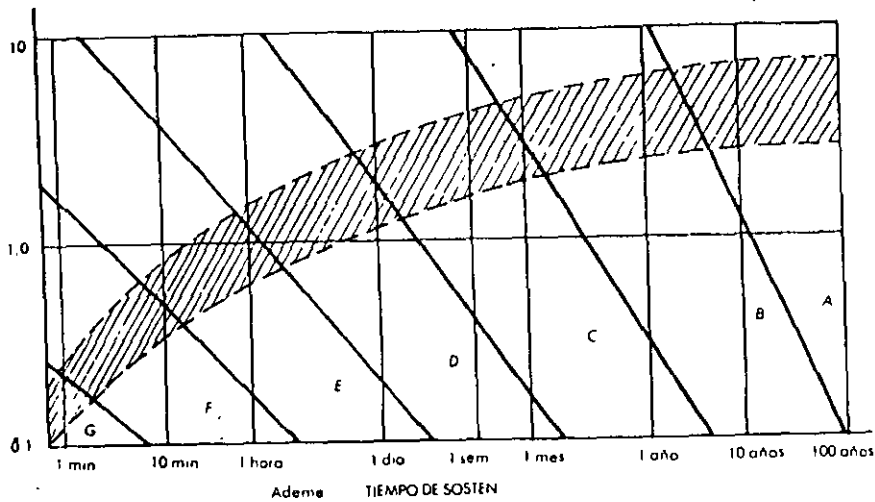


Figura 3. Relación entre claro activo y tiempo de sostén para diferentes clases de roca. A. roca muy buena. G. roca muy mala (según Lauffer⁴)

ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)— EL ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA DE DEERE

En 1964 Deere⁶ propuso un índice cuantitativo de la calidad de la roca basado en la recuperación de núcleos con perforación de diamante. Se llama el sistema Rock Quality Designation (RQD) — Índice de Calidad de Roca —; se ha usado en todas partes y se ha comprobado que es muy útil en la clasificación del macizo rocoso para la selección del refuerzo para los túneles.

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

$$RQD (\%) = 100 \times \frac{\text{Longitud de los núcleos mayores de 100 mm}}{\text{largo del barreno}}$$

Está normalmente aceptado que el RQD se establece en núcleos de cuando menos de 50 mm de diámetro, recuperados con una perforadora de diamante de doble barril. Un valor RQD se daría para cada tramo perforado de digamos 2 metros. Esta operación es sencilla y rápida, y si se ejecuta conjuntamente con el registro geológico normal del sondeo, casi no aumenta el costo de la exploración.

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

| RQD | Calidad de roca |
|---------|-----------------|
| < 25% | Muy mala |
| 25-50% | Mala |
| 50-75% | Regular |
| 75-90% | Buena |
| 90-100% | Muy buena |

Ya que la RQD puede dar un valor numérico a la calidad de la roca, no es de sorprenderse que se haya tratado de relacionar este número con la clasificación cualitativa de Terzaghi. Cording, Hendron y Deere⁷ modificaron el factor de carga de roca de Terzaghi y relacionaron este valor modificado con el RQD como lo muestra la figura 4. Este diagrama sugiere que puede haber una correlación razonable entre el RQD y el factor de carga de roca de Terzaghi para excavaciones con ademe de acero, pero que esta correlación desaparece en el caso de una excavación reforzada con anclas. Esto confirma nuestro comentario anterior de que el factor de carga de roca de Terzaghi debe limitarse a aquella condición para la que se ideó: el refuerzo de túneles con marcos de acero

Merritt¹¹ hizo un intento de llevar la aplicabilidad del RQD hasta donde pudiera servir para determinar el tipo de ademe necesario en un túnel y su propósito se ilustra en la figura 5. Aunque estaba convencido de que el RQD era importante para determinar los sistemas de soporte, él mismo encontró una seria limitación a su propósito:

“El criterio de refuerzos del RQD tiene limitaciones en el caso de que haya fracturas con rellenos delgados de arcilla o de material meteorizado. Este caso puede presentarse cerca de la superficie donde la meteorización o las infiltraciones hayan producido arcilla, lo que reduce la resistencia a la fricción a lo largo de los planos de fractura. Esto generará una roca inestable aun si las fisuras están muy separadas una de otra y el valor de la RQD es alto”.

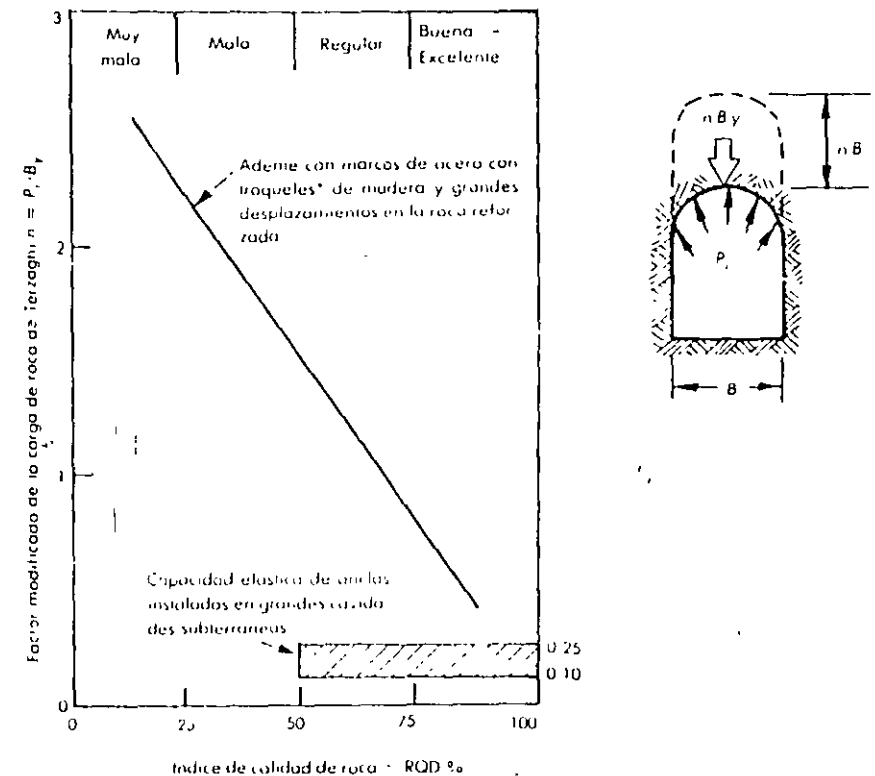


Figura 4. Relación aproximada entre el factor de carga de roca de Terzaghi (modificado con el RQD) (Según Cording, Hendron y Deere)

* En México se usa el término "retaque" (N de R F)

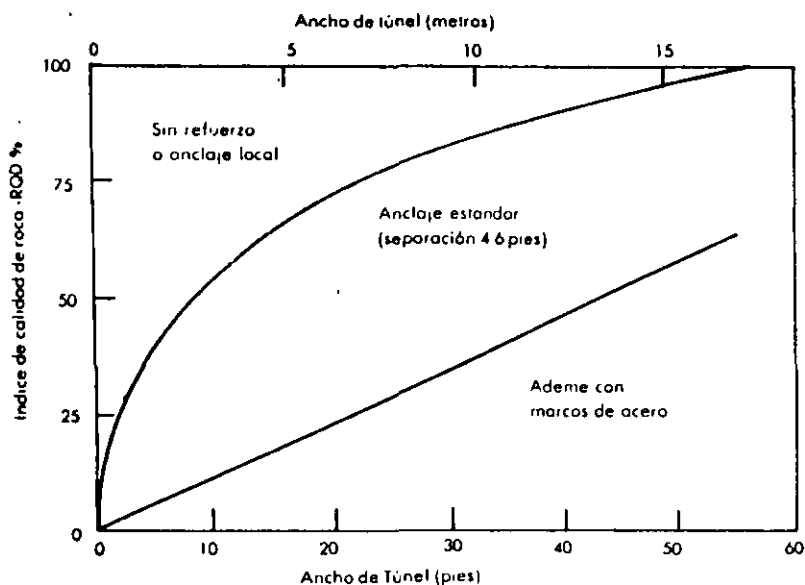


Figura 5. Proposición del uso de la RQD para escoger el sistema de soporte de roca (Según Merritt²¹)

Aparte de esta limitación, el RQD no toma en cuenta otros factores como por ejemplo la orientación de las juntas, lo que también tiene su importancia para el comportamiento de la roca alrededor de una obra subterránea. En consecuencia, sin querer restar méritos al RQD como método rápido y económico para dar indicios, también es cierto que no provee información adecuada sobre los muchos fenómenos de comportamiento de la roca que se pueden presentar en una excavación.

INFLUENCIA DE LAS GRIETAS CON ARCILLA Y DEL RELLENO DE FALLAS

Ya se han examinado las deficiencias del índice RQD en lugares donde hay arcillas y materiales meteorizados. Brekke y Howard²² señalan que es tan importante y a veces más aún clasificar las discontinuidades según su naturaleza que indicar sus parámetros dentro de una escala. Y a continuación estudian siete grupos de rellenos de discontinuidades que tienen una influencia importante sobre el comportamiento de la roca que las contenga. Aunque su lista no constituya una clasificación de rocas, la incluimos en este capítulo a causa de las implicaciones nefastas que puede acarrear su desconocimiento en el diseño de una excavación.

Los comentarios de Brekke y Howard sobre los rellenos en discontinuidades son como sigue:

1. Las grietas, las fisuras y a veces incluso las fallas menores pueden sellarse gracias a la precipitación de soluciones de cuarzo o de calcita. En este caso, la discontinuidad puede quedar "soldada". Estas discontinuidades, sin embargo, pueden volverse a romper, formando nuevas superficies. También hay que insistir en el hecho que puede haber cuarzo o calcita en una discontinuidad sin soldarla.

2. Discontinuidades limpias, o sea sin rellenos o recubrimientos. Muchas fisuras o fracturas serán de este tipo. Sin embargo, cerca de la superficie habrá que cuidarse de no confundir discontinuidades limpias con discontinuidades "vacías" de donde el relleno ha sido lavado por el agua de la lluvia.
3. Los rellenos de calcita, en especial cuando son porosos o en hojuelas, pueden disolverse durante el tiempo de vida de la obra subterránea. Con esta disolución desaparece, desde luego, su ayuda a la resistencia de la excavación. Este es un problema de estabilidad a largo plazo y a veces de movimiento de fluidos que es fácil olvidar durante la fase del diseño o de la construcción. Rellenos de yeso pueden comportarse de la misma forma.
4. Recubrimientos o rellenos de clorita, talco o grafito hacen las juntas muy resbalosas (o sea, de poca resistencia) sobre todo cuando están húmedas.
5. La arcilla inerte en juntas y fallas representa desde luego un material muy débil que puede quedar comprimido o lavado.
6. Las arcillas expansivas pueden causar serios problemas por la expansión libre y la pérdida consecuente de resistencia, o por la formidable presión expansiva cuando están confinadas.
7. Un material que se ha alterado en otro material de menor cohesión (tipo arena) puede fluir e irrumpir en un túnel inmediatamente después de la excavación.

Al contrario de lo que comenta Merritt²³ acerca de que las fracturas rellenas de arcilla se presentan más bien cerca de la superficie, Brekke y Selmer-Olsen²⁴ informan que se han encontrado fracturas con rellenos poco consolidados hasta grandes profundidades. Por lo tanto, el proyectista nunca podrá ignorar el peligro que puede resultar de la existencia de estas circunstancias.

Brekke y Howard han resumido las consecuencias de encontrar discontinuidades rellenas durante la excavación de un túnel en una tabla que se reproduce como tabla 2 en la página 30.

CLASIFICACIÓN CSIR DE LOS MACIZOS ROCOSOS FISURADOS

No existe clasificación sencilla alguna que pueda dar una idea del comportamiento complejo de la roca que rodea una excavación y esto es lo que se habrá comprendido del comentario anterior. Por lo tanto, puede ser necesaria alguna combinación de los factores como el RQD y la influencia de rellenos arcillosos y de la meteorización. Bieniawski,^{25, 26} del South African Council for Scientific and Industrial Research (CSIR), (Consejo de África del Sur para la Investigación Científica e Industrial) propuso una clasificación de este tipo. Esta se estudiará con algo de detenimiento ya que se trata de una de las dos clasificaciones que los autores de este libro recomendarían para usarse en el diseño preliminar de excavaciones subterráneas.

Bieniawski²⁶ aconseja que una clasificación de un macizo rocoso fisurado debe:

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

Tabla 2. Influencia de discontinuidades rellenas sobre el comportamiento de túneles (según Brekke y Howard¹²)

| Material dominante del relleno | Comportamiento potencial del relleno | |
|--|---|---|
| | En el frente | Más tarde |
| Arcilla expansiva | Expansión libre, se hace lodo. Presiones expansivas y empuje sobre el escudo | Presiones expansivas y empuje contra el ademe o el revestimiento, expansión libre con caída o deslave si el revestimiento es insuficiente |
| Arcilla inerte | Se afloja y se hace lodo por la compresión. Compresión muy fuerte bajo condiciones extremas | Empuje contra el apoyo del revestimiento donde está desprotegido; se afloja y se hace lodo debido a cambios ambientales |
| Clorita, talco, grafito o serpentina | Se deshace | Pueden originarse cargas muy grandes debido a la baja resistencia, sobre todo cuando está húmedo |
| Roca triturada, fragmentos de comportamiento arenoso | Se deshace o escurre. El tiempo de sostén puede ser muy breve | Las cargas se disipan sobre el revestimiento, escurren y se disgregan si el material no está confinado |
| Calcita porosa o en hojuelas yeso | Condiciones favorables | Puede disolverse, causando inestabilidad en el macizo rocoso |

Este propósito se lograría si la clasificación:

1. "Es sencilla y significativa en sus términos; y
2. Se apoya en parámetros que se dejan medir y pueden establecerse en el campo de manera rápida y económica."

Para cumplir con estos requisitos, Bieniawski propuso originalmente que su "Clasificación geomécanica" comprendiera los siguientes parámetros:

1. RQD (Índice de calidad de la roca)
2. Grado de la meteorización
3. Resistencia a la compresión uniaxial de la roca inalterada
4. Distancia entre sí de fisuras y estratificación
5. Orientaciones del rumbo y el echado
6. Separación de las fisuras
7. Continuidad de las fisuras, e
8. Infiltraciones de aguas subterráneas

Después de ganar algo de experiencia en la aplicación práctica de la Clasificación de Geomecánica (CSIR) original, Bieniawski¹⁸ modificó su sistema, eliminando el grado de me-

teorización como parámetro separado, ya que su efecto está tomado en cuenta en la resistencia a la compresión uniaxial e incluyendo la separación y la continuidad de las fisuras en un nuevo parámetro: el estado de las fisuras. Además, eliminó de la lista de parámetros básicos la orientación del rumbo y el echado y sus efectos se toman en cuenta con un ajuste a la clasificación después de evaluar los parámetros básicos

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

1. *Resistencia de la roca inalterada.* Bieniawski emplea la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca que proponen Deere y Miller¹⁰ y que se señala en la Tabla 3. Como alternativa se podrá utilizar la "Clasificación de carga de punta" (que se define y se describe en la página 62 de este libro), para cualquier tipo de roca, excepto la muy frágil.
2. *RQD (Índice de calidad de la roca según Deere).*
3. *Espaciamiento de fisuras.* En este texto, el término fisura se utiliza para toda clase de discontinuidades como las fisuras, fallas, planos de estratificación y otros planos de debilidad. De nuevo Bieniawski utiliza la clasificación propuesta por Deere¹³ y señalada en la tabla 4.
4. *El estado de las fisuras.* Este parámetro toma en cuenta la separación o abertura de las fisuras, su continuidad, la rugosidad de su superficie, el estado de las paredes (duras o blandas) y la presencia de relleno en las fisuras.
5. *Condiciones del agua subterránea.* Se hace un intento de medir la influencia del flujo de aguas subterráneas sobre la estabilidad de excavaciones en términos del caudal observado que penetra en la excavación, y de la relación que existe entre la presión del agua en las fisuras y el esfuerzo general principal, o con alguna observación cualitativa general relacionada con el agua subterránea.

La forma en la que estos parámetros han sido incorporados en la Clasificación de Geomecánica CSIR para macizos fisurados, se muestra en la parte A de la tabla 5 de la página 32 Bieniawski reconoció que cada parámetro no contribuye necesariamente de

Tabla 3 Clasificación de la resistencia de roca inalterada de Deere y Miller

| Descripción | Resistencia a la compresión uniaxial | | | Ejemplos de roca característica |
|----------------------|--------------------------------------|---------------------|---------|------------------------------------|
| | lbf/pulg ² | Kgf/cm ² | MPa | |
| Resistencia muy baja | 150-3500 | 10-250 | 1-25 | Yeso, sal de roca |
| Resistencia baja | 3500-7500 | 250-500 | 25-50 | Carbón, limulita, esquisto |
| Resistencia media | 7500-15000 | 500-1000 | 50-100 | Arenisca, pizarra, lutita |
| Resistencia alta | 15000-30000 | 1000-2000 | 100-200 | Mármol, granito, gneiss |
| Resistencia muy alta | > 30000 | > 2000 | > 200 | Cuarcita, dolerita, gabro, basalto |

Tabla 4 Clasificación de Deere para el espaciamiento de fisuras

| Descripción | Espaciamiento de fisuras | | Apreciación de la roca |
|--------------------|--------------------------|----------------|------------------------|
| Muy separado | > 3 m | > 10 pie | Sólida |
| Separado | 1 m a 3 m | 3 pie a 10 pie | Masiva |
| Medianamente cerca | 0.3 m a 1 m | 1 pie a 3 pie | Bloques pequeños |
| Cerca | 50 mm a 300 mm | pulg a 1 pie | Fractura |
| Muy cerca | < 50 mm | < 2 pulg | Triturada |

Tabla 5. Clasificación geomecánica CSIR de macizos de roca fisurada
A. Clasificación de los parámetros y su evaluación.

| Parámetro | | Escala de valores | | | | | | | |
|-----------|-------------------------------------|------------------------------|--|--|---|--|---|----------|---------|
| 1 | Resistencia de la roca inalterada | Índice de la carga de punta | > 8 MPa | 4-8 MPa | 2-4 MPa | 1-2 MPa | Para esta escala tan baja se prefiere la prueba de la resistencia a la comp. uniaxial | | |
| | | Resistencia a comp. uniaxial | > 200 MPa | 100-200 MPa | 50-100 MPa | 25-50 MPa | 10-25 MPa | 3-10 MPa | 1-3 MPa |
| | Valuación | 15 | 12 | 7 | 4 | 2 | 1 | 0 | |
| 2 | Calidad de corazones explosion. RQD | | 90%-100% | 75%-90% | 50%-75% | 25%-50% | < 25% | | |
| | Valuación | | 20 | 17 | 13 | 8 | 3 | | |
| 3 | Espacim. de juntas | | > 3 m | 1-3 m | 0.3-1 m | 50-300 mm | < 50 mm | | |
| | Valuación | | 30 | 25 | 20 | 10 | 5 | | |
| 4 | Estado de las fisuras | | Superficies muy rugosas, sin continuidad, sin separación. Paredes de roca dura | Superficies algo rugosas, separación < 1 mm paredes de roca dura | Superficies algo rugosas. Separación < 1 mm paredes de roca suave | Superficies pulidas o relleno < 5 mm. Esp. o fisuras abiertas 1-5 mm fisuras continuas | Relleno blando < 5 mm o fisuras abiertas < 5 mm fisuras continuas | | |
| | Valuación | | 25 | 20 | 12 | 6 | 0 | | |

CLASIFICACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS

| | | | | | | |
|---|--------------------|--|-----------------|------------------------------------|------------------------|--------------------------|
| 5 | Aguas subterráneas | Cantidad de infiltración los 10 m de túnel | Ninguna | < 25 litros/min | 25-125 litros/min | > 125 litros/min |
| | | Relación Presión de agua o en la fisura Esfuerzo principal o mayor | Cero | 0.0-0.2 | 0.2-0.5 | > 0.5 |
| | Situación general | | Totalmente seco | Sólo húmedo (agua de intersticios) | Ligera presión de agua | Serios problemas de agua |
| | Valuación | | 10 | 7 | | 0 |

CLASIFICACIÓN CSIR DE LOS MACIZOS ROCOSOS FISURADOS

B. Ajuste en la valuación por orientación de fisuras

| Orientación de rumbo y echado de las fisuras | | Muy favorable | Favorable | Regular | Desfavorable | Muy desfavorable |
|--|---------------|---------------|-----------|---------|--------------|------------------|
| Valuación | Túneles | 0 | -2 | -5 | -10 | -12 |
| | Dimentaciones | 0 | -2 | -7 | -15 | -25 |
| | Taludes | 0 | -5 | -25 | -50 | -60 |

Tabla 5. Continuación
C. Clasificación de rocas según el total de valuación

| Valuación | 10-81 | 80-61 | 60-41 | 40-21 | < 20 |
|------------------|----------------|------------|--------------|-----------|---------------|
| Clasificación No | I | II | III | IV | V |
| Descripción | Muy buena roca | Buena roca | Roca regular | Roca mala | Roca muy mala |

D. Significado de la clasificación del macizo rocoso.

| Clasificación No | I | II | III | IV | V |
|--|---------------------------|---------------------------|----------------------------|-----------------------------|--------------------------------|
| Tiempo medio de sostén: | 10 años para claro de 5 m | 6 meses para claro de 4 m | 1 semana para claro de 3 m | 5 horas para claro de 1.5 m | 10 minutos para claro de 0.5 m |
| Cohesión de la roca Angulo de fricción de la roca | > 300 Kg. Pa > 45° | 200-300 Kg. Pa 40°-45° | 150-200 Kg. Pa 35°-40° | 100-150 Kg. Pa 30°-35° | < 100 Kg. Pa. < 30° |

Tabla 6. El efecto del rumbo y el echado de las fisuras en los túneles.

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

igual manera al comportamiento del macizo. Por ejemplo, un RQD de 90 y una resistencia a la compresión uniaxial de 200 MPa parecerían indicar una Roca de Calidad excelente, pero una infiltración grande en esta misma roca puede cambiar radicalmente esta opinión. Por lo tanto, Bieniawski aplicó una serie de "valuaciones de importancia" de sus parámetros en concordancia con las ideas de Wickham, Tiedemann y Skinner²¹. Cierta número de puntos o una valuación se otorga a cada serie de valores de cada parámetro y se llega a una valuación general del macizo al sumarse la valuación de cada uno de los parámetros. Esta valuación general necesita un ajuste por el concepto de la orientación de las fisuras o que se logra cuando se aplican las correcciones que señala la parte B de la tabla 5.

En la tabla 6 se da una explicación de los términos descriptivos usados para este fin. La parte C de la tabla 5 muestra la clasificación y la descripción del macizo rocoso según las varias valuaciones totales. En la parte D de la tabla 5 se da una interpretación de estas valuaciones en términos de tiempo de sostén para las excavaciones subterráneas y los parámetros de la resistencia del macizo rocoso.

Bieniawski ha relacionado su *valuación del macizo rocoso* (o marcador total de la valuación del macizo) con el tiempo de soporte de un claro activo sin ademe como lo propuso originalmente Lauffer⁹. La relación de referencia se señala en la figura 6 de la página 36, y un ejemplo práctico que implica el uso de esta figura se examina más abajo. La aplicación de la Clasificación Geomecánica (CSIR) para elegir el sistema de refuerzo subterráneo no se discutirá aquí sino en un capítulo posterior que trata de los refuerzos para la roca.

Ejemplo práctico del uso de la clasificación de geomecánica (CSIR)

Considérese el ejemplo de un macizo granítico en el que hay que perforar un túnel. La clasificación tendrá que llevarse a cabo de la manera siguiente:

| Parámetro de clasificación | Valor o descripción | Valuación |
|--------------------------------------|--|-----------|
| 1. Resistencia del material alterado | 150 MPa | 12 |
| 2. RQD | 70% | 13 |
| 3. Espaciamiento de las fisuras | 0.5 M | 20 |
| 4. Estado de las fisuras | Superficies levemente rugosas Separación < 1 MM. Paredes de roca dura | |
| 5. Agua subterránea | Agua con presión moderada | 20 |
| | Marcador total | 68 |

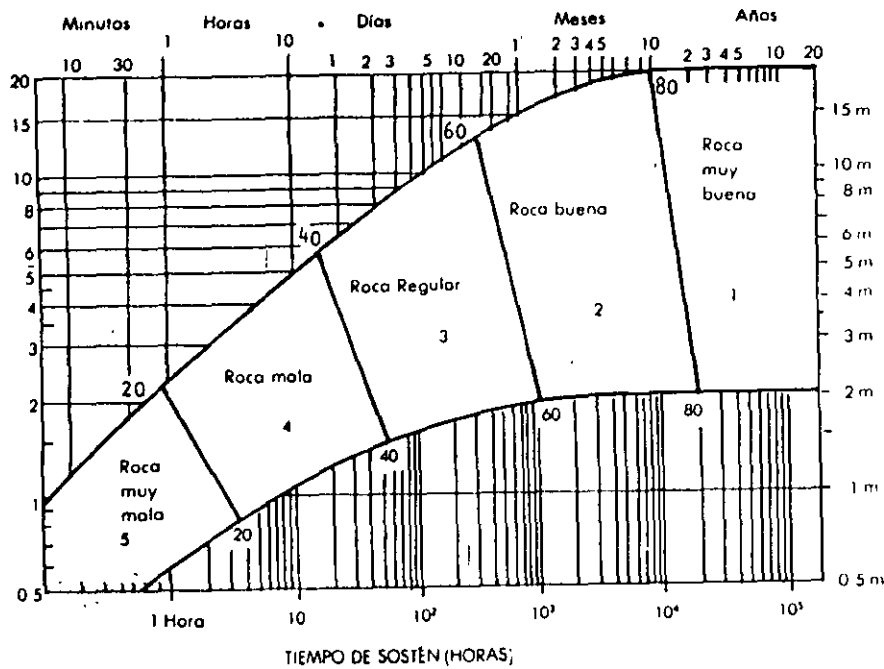


Figura 6. Relación entre el tiempo de sostén de un cluro de una excavación subterránea sin ademe y la clasificación Geomecánica CSIR propuesta por Bieniawski¹⁴.

El túnel quedó orientado de tal forma que el sistema principal de fisuras tiene un rumbo perpendicular al eje del túnel con un echado de 30° contra la dirección de la penetración. La tabla 6 señala que esta situación es desfavorable, por lo que se hace un ajuste de -10 según la Tabla 5B. En esta forma el marcador final es de 59, lo que coloca la roca en la parte alta de la Clasificación III con mención "regular".

La figura 6 indica un tiempo de sostén de aproximadamente 1 mes para un túnel de 3 m sin ademe.

Índice de calidad de túneles (NGI)

Basándose en una gran cantidad de casos tipo de estabilidad en excavaciones subterráneas, Barton, Lien y Lunde¹ del Norwegian Geotechnical Institute (NGI) (Instituto de Geotecnia de Noruega), propusieron un índice para determinar la calidad del macizo en túneles. El valor numérico de este índice Q se define por:

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

Donde:

- RQD = es el índice de calidad de la roca de Deere como se define en la página 25
- J_n = es el número de sistemas de fisuras (joint set number)
- J_r = es el número de la rugosidad de las fisuras (joint roughness number),

- J_a = es el número de la alteración de las fisuras (joint alteration number)
- J_w = es el factor de reducción por agua en las fisuras (joint water reduction factor) y
- SRF = es factor de reducción por esfuerzos (stress reduction factor)

La definición de estos términos se entiende por sí solo, sobre todo si el valor numérico de cada uno se saca de la Tabla 7.

Para explicar cómo llegaron a la ecuación para determinar el índice Q , Barton, Lien y Lunde ofrecen los comentarios siguientes:

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

El segundo cociente (J_r/J_a) representa la rugosidad y las características de la fricción de las paredes de las fisuras o de los materiales de relleno. Este cociente se inclina a favor de juntas rugosas e inalteradas que se encuentran en contacto directo. Se puede pensar que estas superficies están cerca de la resistencia óptima, que tenderán a dilatarse fuertemente cuando estén sometidas a esfuerzos cortantes y que por lo tanto serán muy favorables a la estabilidad de un túnel.

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

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

Los "ángulos de fricción" que señala la tabla 7 están un poco por debajo de los valores de resistencia residual de la mayoría de las arcillas y es posible que hayan sido rebajados por la tendencia que tienen estos lentes de arcilla o rellenos de consolidarse durante el esfuerzo cortante. Y esto sucede por lo menos cuando los lentes se consolidan normalmente o cuando hubo ablandamiento o expansiones de los mismos. También puede intervenir aquí el factor de la presión de expansión del montmorillonita.

El tercer cociente (J_w/SRF) consiste en dos parámetros de fuerzas. SRF es un valor de: 1) la carga que se disipa en el caso de una excavación dentro de una zona de fallas y de roca empacada en arcilla, 2) los esfuerzos en una roca competente, y 3) las cargas compresivas en rocas plásticas incompetentes. Se puede considerar como un parámetro total de esfuerzos. En cuanto al parámetro J_w se trata de una medición de la presión del agua que tiene un efecto negativo en la resistencia al esfuerzo cortante de las fisuras debido a la reducción en el esfuerzo efectivo normal. El agua puede causar además, un ablandamiento de las arcillas e incluso posiblemente su lavado. Se demostró que es imposible combinar estos dos parámetros en términos de esfuerzos normales efectivos entre bloques, ya que paradójicamente un valor alto de esfuerzo efectivo normal indica a veces condiciones menos estables que un valor bajo a pesar de tener una resistencia mayor al esfuerzo cortante. El cociente (J_w/SRF) es un factor empírico complicado que describe las "fuerzas activas".

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

Tabla 7. Clasificación de los parámetros individuales empleados en el índice de calidad de túneles (NGI).

| Descripción | Valor | Notas |
|--|-----------|--|
| 1. Índice de calidad de roca | RQD | |
| A. Muy mala | 0 - 25 | 1. Donde RQD se reporta o es medido como siendo < 10 (inclusivo 0), se le otorga un valor nominal de 10 aplicable a Q cable a Q 2. Intervalos de 5 para RQD, o sea 100, 95, 90 etc. son suficientemente precisos |
| B. Mala | 25 - 50 | |
| C. Regular | 50 - 75 | |
| D. Buena | 75 - 90 | |
| E. Excelente | 90 - 100 | |
| 2. Número de sistemas de fisuras | J_n | |
| A. Masivo, sin o con pocas fisuras | 0.5 - 1.0 | 1 Para cruces en túneles utilizar ($3 \times J_n$) 2 Para portales utilizar ($2 \times J_n$) |
| B. Un sistema de fisuras | 2 | |
| C. Un sistema de fisuras + una aislada | 3 | |
| D. Dos sistemas de fisuras | 4 | |
| E. Dos sistemas de fisuras + una aislada | 6 | |
| F. Tres sistemas de fisuras | 9 | |
| G. Tres sistemas de fisuras + una aislada | 12 | |
| H. Cuatro o más sistemas de fisuras, fisuración intensa, etc | 15 | |
| J. Roca triturada, terregal | 20 | |
| 3. Número de rugosidad de las fisuras | J_r | |
| a) Contacto en las paredes | | |
| b) Contacto en las paredes antes de un cizalleo de 10 cm | | |
| A. Fisuras sin continuidad | 1 | 1 Añade 10 si el espaciamiento medio del sistema de juntas es mayor de 3 m 2 $J_r = 0.5$ se puede usar para fisuras de fricción planas y que tengan alineaciones con la condición de que éstas estén orientadas para resistencia mínima |
| B. Rugosas o irregulares, corrugadas | 3 | |
| C. Suaves, corrugación suave | 2 | |
| D. Reliz de falla, o superficie de fricción ondulación* | 1.5 | |
| E. Rugosas o irregulares pero planas | 1.5 | |
| F. Lisas y planas | 1.0 | |
| G. Reliz de falla o superficie de fricción*, plano | 0.5 | |

*Muchos profesion. nbién traducen slickenside como reliz de falla; otros lo usan sin traducción

Tabla 7. Continuación

| c) Sin contacto de roca después de un cizalleo de 10 cm | | | |
|---|-------|-----------------------|---|
| H. Zona que contiene minerales arcillosos de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes | | 1.0 | |
| J. Zona arenosa, de grava o roca triturada de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes | | 1.0 | |
| 4. Número de alteración de las juntas | J_0 | | ϕ_r (aprox.) |
| a) Contacto en las nardes de roca | | | |
| A. Relleno soldado, duro, inablandable, impermeable | | 0.75 | |
| B. Paredes inalteradas, sólo con manchas de superficie | | 1.0 (25° - 35°) | 1. Los valores de ϕ_r , el ángulo de fricción residual, se indican como guía aproximada de las propiedades mineralógicas de los productos de alteración, si es que están presentes |
| C. Paredes ligeramente alteradas, con recubrimientos de minerales inablandables, partículas arenosas, roca triturada sin arcilla | | 2.0 (25° - 30°) | |
| D. Recubrimientos limosos o arenos-arcillosos, pequeñas partículas de arcilla (inablandable) | | 3.0 (20° - 25°) | |
| E. Recubrimientos ablandables o con arcilla de baja fricción o sea kaolinita o nua. También clorita, talco, yeso y grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas (recubrimientos sin continuidad de 1-2 mm, de espesor o menos) | | 4.0 (8° - 16°) | |
| b) Contacto en las paredes antes de un cizalleo de 10 cm | | | |
| F. Partículas arenosas, roca desintegrada sin arcilla etc | | 4.0 (25° - 30°) | |
| G. Rellenos de minerales arcillosos muy consolidados e inablandables (continuos < 5 mm de espesor) | | 6.0 (16° - 24°) | |
| H. Rellenos de minerales arcillosos de consolidación media o baja (continuos < 5 mm de espesor) | | 8.0 (8° - 16°) | |
| J. Rellenos de arcillas expansivas o sea montmorillonita (continuos, < 5 mm de espesor) El valor J_0 depende del porcentaje de partículas expansivas y del acceso al agua | | 8.0-12.0 (1.6° - 12°) | |
| c) Sin contacto de las paredes después del cizalleo | | | |
| K. Zonas o capas de roca y arcilla desintegrada | | 6.0 | |

Tabla 7. Continuación

| | | | | |
|--|------------|--|--|---|
| L. o triturada (véase G, H y J para condiciones de arcilla) | 8 0 | 0.8-12 0 | (6°-24°) | |
| N. Zonas o capas de arcilla limosa o arenosa, pequeñas fracciones de arcilla (inablandable) | 5 0 | | | |
| Q. Zonas o capas gruesas de arcilla (véase G, H y J para las condiciones de la arcilla) | 10 0-13 0 | 13.0 20.0 | (6°-24°) | |
| 5. Factor de reducción por agua en las fisuras | J_n | Presión aprox del agua (Kg/cm ²) | | |
| A. Excavación seca o poca infiltración, o sea < 5 l/min localmente | 1 0 | 1 0 | | |
| B. Infiltración o presión medianas con lavado ocasional de los rellenos | 0 66 | 1 0- 2 5 | | |
| C. Gran infiltración o presión alta, en roca competente con juntas sin relleno | 0 50 | 2 5-10 0 | 1. Los factores C a F son estimaciones aproximadas. Aumenta J_w si se instalan drenes | |
| D. Gran infiltración a presión alta, lavado importante de los rellenos | 0 33 | | | |
| E. Infiltración o presión excepcionalmente altas con las voladuras, disminuyendo con el tiempo | 0 2-0 1 | 1 0 | 2. Los problemas especiales causados por la presencia de hielo no se toman en consideración | |
| F. Infiltración o presión excepcionalmente altas en todo momento | 0 1-0 05 | 1 0 | | |
| 6. Factor de reducción de esfuerzos | | | | |
| a) Zonas de debilidad que interesecan la excavación y que pueden ser la causa de que el macizo se desestabilice cuando se construye el túnel | | SRF | | |
| A. Múltiples zonas de debilidad que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada, roca circundante muy suelta (cualquier profundidad) | | 10 0 | 1. Reduzcense estos valores SRF de 25-50% si las zonas de fracturas sólo interesan pero no cruzan la excavación | |
| B. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación < 50 m) | | 5 0 | 2. Para un campo virgen de esfuerzos fuertemente anisotrópico (si se mide): cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ redúzcase σ_c a $0 8 \sigma_c$ y σ_t a $0 8 \sigma_t$. Cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, redúzcase σ_c y σ_t a $0 6 \sigma_c$ y $0 6 \sigma_t$, donde σ_c = fuerza comprensiva no confinada, y σ_t = fuerza comprensiva no confinada y σ_1 = fuerza de tensión (carga de punta) y σ_2 y σ_3 son las fuerzas mayores y menores principales | |
| C. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación > 50 m) | | 2 5 | | |
| D. Múltiples zonas de fracturas en roca competente (sin arcilla), roca circundante suelta (cualquier profundidad) | | 7 5 | | |
| E. Zonas de fracturas aisladas en roca competente (sin arcilla), (profundidad de la excavación < 50 m) | | 5 0 | | |
| F. Zonas de fracturas aisladas en roca competente (sin arcilla), (profundidad de la excavación > 50 m) | | 2 5 | | |
| G. Fisuras abiertas sueltas, fisuración intensa (cualquier profundidad) | | 5 0 | | |
| b) Roca competente, problemas de esfuerzos | | | | |
| H. Esfuerzo bajo, cerca de la superficie | σ_c | σ_t/σ_1 | SRF | |
| | > 200 | > 13 | 2 5 | 3. Hay pocos casos reportados donde el techo abajo de la superficie sea menor |

Tabla 7. Continuación

| | | | | |
|---|--------|-----------|-------|---|
| J. Esfuerzo mediano | 200-10 | 13-0.6 | 1 0 | que el ancho del claro. Se sugiere que el SRF sea aumentado de 2.5 a 5 para estos casos (vea H) |
| K. Esfuerzo grande, estructura muy cerrada (generalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable) para la estabilidad de las tablas | 10-5 | 0 66-0 33 | 0 5-2 | |
| L. Desprendido moderado de la roca (roca masiva) | 5-2 5 | 0 33-0 16 | 5-10 | |
| M. Desprendido intenso de la roca (roca masiva) | < 2 5 | < 0 16 | 10-20 | |
| c) Roca compresiva, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de presiones altas de la roca | | | | SRF |
| N. Presiones compresivas moderadas | | | | 5 10 |
| O. Presiones compresivas altas | | | | 10-20 |
| d) Roca expansiva, acción química expansiva dependiendo de la presencia de agua | | | | |
| P. Presiones expansivas moderadas | | | | 5 10 |
| R. Presiones expansivas altas | | | | 10-20 |
| NOTAS COMPLEMENTARIAS PARA EL USO DE ESTAS TABLAS | | | | |
| Al estimar la calidad de roca (Q) se seguirán las siguientes instrucciones complementarias a las notas indicadas en las tablas | | | | |
| 1. Cuando no se dispone de núcleos de perforación, se podrá estimar la R(Q) por la cantidad de fisuras por unidad volumen en la que la cantidad de juntas por metro de cada sistema de juntas se suman. Una simple relación podrá usarse para convertir esta cantidad en R(Q) para una roca sin arcilla | | | | |
| $R(Q) = 115 - 3.3 J_f$ (aprox) donde J_f = cantidad total de fisuras por M3 (R(Q) = 100 para $J_f < 4.5$) | | | | |
| 2. El parámetro J_n que representa la cantidad de sistemas de fisuras estará afectado nuclearmente por foliación, esquistosidad, cruceo, pizarrosidad, estratificación, etc. Cuando están muy evidentes estas "fisuras" paralelas deberán evidentemente considerarse como sistemas completos de fisuras. Sin embargo, si hay pocas fisuras visibles, o si no hay más que interrupciones ocasionales en el debido a estas características, será más correcto contarlos como "fisuras aisladas" cuando se evalúa J_n . | | | | |
| 3. Los parámetros J_1 y J_2 (que representan el esfuerzo cortante) deben referirse al sistema de fisuras o a la discontinuidad con el plano de arcilla más débiles de la zona que se examina. Sin embargo, cuando un sistema de fisuras o una discontinuidad con la valuación mínima (J_1, J_2) tiene una orientación favorable para la estabilidad, otro sistema o discontinuidad con una orientación menos favorable puede ser más sobresaliente y su valor más grande de (J_1, J_2) se usará al evaluar Q. De hecho, el valor de J_1, J_2 relaciona a la superficie en forma tan comprometida que puede llevar al no uso al fracaso. | | | | |
| 4. Cuando un macizo contiene arcilla, se aplicará el factor SRF para roca que se puede soltar. En estos casos la resistencia de la roca malterada es de poco interés. Sin embargo, cuando las fisuras son pocas y no hay arcilla, la resistencia de la roca malterada puede ser el eslabón más | | | | |

Tabla 7. Continuación

débil y la estabilidad dependerá de la relación esfuerzo-roca/resistencia-roca. Un campo de esfuerzos fuertemente anisotrópico es desfavorable para la estabilidad y se toma en cuenta esto en forma aproximada en la nota 2 de la tabla para valorar el factor de reducción por esfuerzos.

5. Las resistencias a la compresión y a la tensión (σ_c y σ_t) de la roca inalterada deberán evaluarse en un ambiente saturado si así corresponde a las condiciones *in situ* presentes o futuras. Se hará una estimación muy conservadora de la resistencia para aquellas rocas que se alteran cuando se exponen a la humedad o a un ambiente saturado.

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

Sin lugar a dudas se podrían añadir otros parámetros para mejorar la precisión de esta clasificación. Uno de ellos sería la orientación de las fisuras. Pero a pesar de que existen los registros de muchos casos que incluyen la información necesaria sobre la orientación estructural con relación al eje de la excavación, nunca fue este parámetro tan importante como se esperaba. Parte de la explicación es que las excavaciones se pueden ajustar (y de hecho se ajustan) a los sistemas de fisuras a modo de evitar hasta donde es posible las fisuras de orientación desfavorable. Sin embargo, en el caso de los túneles no se tiene esta opción y más de la mitad de los registros de los que hablamos se sitúan en esta categoría. Los parámetros J_n , J_r y J_o parecen tener un papel más importante que el de la orientación, ya que la cantidad de fisuras determina el grado de libertad de movimiento para los bloques (si es que lo hay) y los fenómenos de fricción y de dilatación pueden variar más que el componente gravitacional de deslizamiento de las fisuras de orientación desfavorable. Si se hubiera incluido la orientación, la clasificación hubiera sido menos general y su simplicidad esencial se hubiera perdido".

La gran cantidad de información que contiene la tabla 7 puede hacer pensar que el Índice de Calidad para Túneles (NGI) es complejo sin necesidad y que será difícil emplearlo para el análisis de problemas prácticos. Esto dista mucho de ser cierto y un intento para determinar el valor Q de un macizo determinado, convencerá a cualquier lector recalcitrante que las instrucciones son sencillas y claras, y que la tabla 7 es muy sencilla de emplear una vez que uno se ha familiarizado con ella. Aun antes del cálculo del valor Q , el proceso de determinar los varios factores que se necesitan para su computación concentran la atención del proyectista sobre algunos aspectos importantes que se olvidan fácilmente durante una investigación de campo. Se "palpa" cualitativamente al macizo durante este proyecto, lo que puede tener una importancia casi igual que la de calcular posteriormente el valor numérico de Q .

Para poder relacionar su Índice de Calidad para Túneles Q con el comportamiento de una excavación subterránea y con las necesidades de ademe de la misma, Barton, Lien y Lunde inventaron un elemento cuantitativo adicional que llamaron "La dimensión equivalente D_e " de la excavación. Esta dimensión se obtiene al dividir el ancho, diámetro o altura de la excavación por una cantidad llamada "relación de soporte de la excavación" (ESR; Excavation Support Ratio).

Luego:

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

La relación de soporte de la excavación ESR tiene que ver con el uso que se pretende dar a la excavación y hasta dónde se le puede permitir cierto grado de inestabilidad. Barton²¹ da los siguientes valores supuestos para ESR:

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

La ESR es más o menos análoga al inverso del "factor de seguridad" empleado en el diseño de taludes.²

La relación entre el Índice de Calidad para Túneles Q y la dimensión equivalente D_e de una excavación que se sostendrá sin ademe se ilustra en la figura 7. Barton, Lien y Lunde,¹ y Barton,²¹ presentaron unas gráficas mucho más complicadas a partir de las cuales se pueden estimar las necesidades de ademe; se pospone el estudio de estas gráficas para un capítulo posterior en el que se examinarán en detalle los sistemas de ademe.

Ejemplo práctico de la utilización del Índice de Calidad de Túneles (NGI)

Se requiere una planta subterránea de trituración en el pie de roca caliza de una formación de vetas de plomo-zinc y se necesita saber el claro que se podrá dejar sin ademe. Se hace el análisis en la forma siguiente.

| Concepto | Descripción | Valor |
|-----------------------------------|------------------------|--------------|
| 1. Calidad de roca | Buena | RQD = 80% |
| 2. Sistemas de fisuras | 2 sistemas | $J_n = 4$ |
| 3. Rugosidad de fisuras | Rugosas | $J_r = 3$ |
| 4. Estado de fisuras | Relleno de arcillas | $J_o = 4$ |
| 5. Estado del agua en las fisuras | Grandes infiltraciones | $J_w = 0.44$ |
| 6. Reducción de esfuerzos | Esfuerzos medianos | SRF = 1.0 |

Luego,

$$Q = \frac{80}{4} \times \frac{3}{4} \times \frac{0.33}{1} = 5$$

En la figura 7 se ve que la dimensión equivalente D_e máxima para una excavación sin ademe en este macizo es de 4 metros. Una cavidad subterránea permanente con una relación de refuerzo-excavación ESR de 1.6 y por lo tanto el claro sin soporte máximo que se puede considerar para esta planta de trituración es de $ESR \times D_e = 1.6 \times 4 = 6.4$ m.

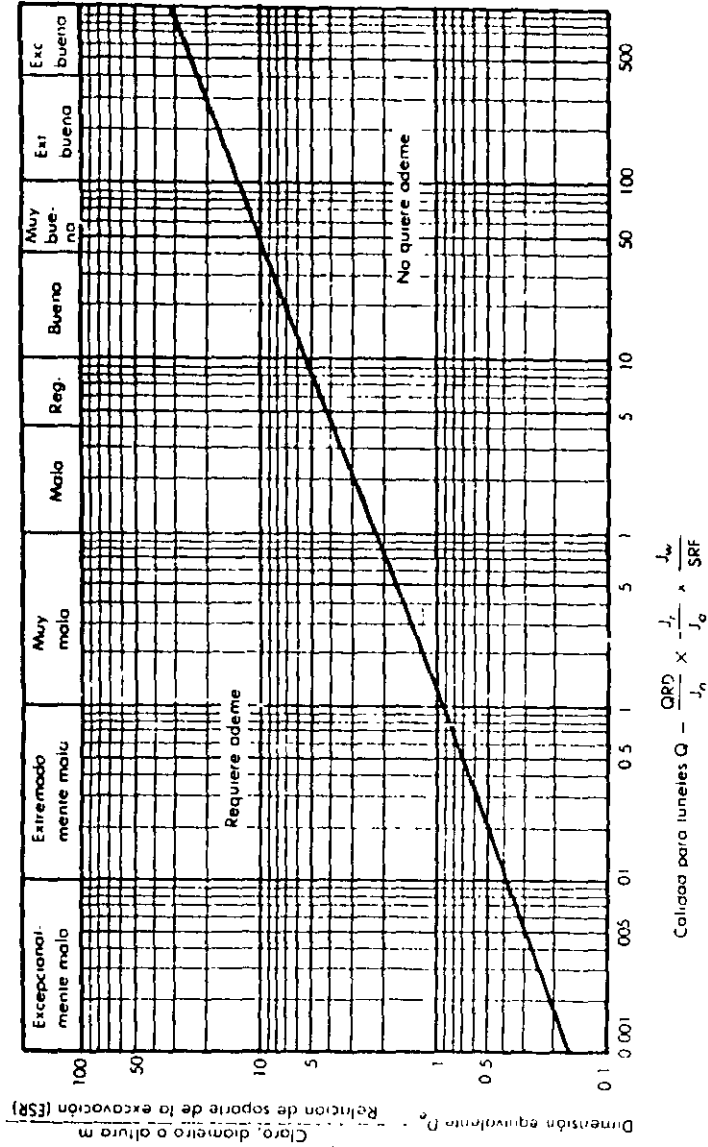


Figura 7. Relación entre la dimensión equivalente máxima D_e de una excavación subterránea sin ademe y del índice Q de la calidad para túneles (NGI) (Segun Barton, Lien y Lunde⁶)

DISCUSIÓN SOBRE LOS SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS

De los varios sistemas de clasificación de macizos que se describen en este capítulo, el sistema CSIR que propone Bieniawski^{25, 26} y el sistema NGI propuesto por Barton, Lien y Lunde⁶ son de un interés muy especial, ya que incluyen un número suficiente de datos para poder evaluar correctamente todos los factores que tienen influencia en la estabilidad de una excavación subterránea. Bieniawski parece dar más importancia a la orientación y la inclinación de los accidentes estructurales de la roca y no dar ninguna a los esfuerzos en la roca. La clasificación NGI no incluye el factor de la orientación de las fisuras pero sí considera las propiedades de los sistemas de fisuras más desfavorables al valorar la rugosidad de las fisuras y su grado de alteración, ambos representando la resistencia al esfuerzo cortante del macizo rocoso.

Ambos sistemas de clasificación señalan que la orientación e inclinación estructurales son de menor importancia que lo que uno piensa y que una simple diferencia entre favorable y desfavorable es adecuada para la mayoría de los casos prácticos. Aunque esto se puede aceptar para la mayoría de los casos que se encuentran en el campo, hay algunos casos en materiales como la pizarra que tienen características estructurales tan importantes que tenderán a dominar el comportamiento de macizos. En otros casos, grandes bloques pueden quedar aislados por unas cuantas discontinuidades y causar problemas de estabilidad durante la excavación. Para tales casos los sistemas de clasificación que hemos estudiado en este capítulo serán quizá inadecuados y se necesitarán consideraciones especiales para la relación entre la geometría del macizo y la excavación. Este tema se tratará en el capítulo 7 de este libro.

Los autores han empleado ambos sistemas (CSIR y NGI) en el campo y han comprobado que los dos son sencillos de usar y de mucha ayuda para tomar decisiones prácticas difíciles. En la mayoría de los casos se utilizan ambas clasificaciones y tanto de la valuación de macizo (RMR, Rock Mass Rating) como la Calidad para Túneles (Q) se utilizan para llegar a solucionar un problema. Se puede comprobar que la ecuación $RMR = 9 \log_e Q + 44$ que propone Bieniawski²⁶ corresponde en forma adecuada a la relación que existe entre ambos sistemas.

Cuando se trata de problemas en terrenos de mala calidad extrema que implican rocas comprimidas o expansivas o grandes flujos de agua (vea la clasificación de Terzaghi en la tabla 1 de la página 24), se ha visto que la clasificación CSIR es de aplicación difícil. Esto es comprensible ya que el sistema se ideó originalmente para túneles a baja profundidad en roca dura fracturada. Por lo tanto, si se trabaja en terreno extremadamente malo, los autores recomiendan que se utilice el sistema NGI.

Al estudiar los sistemas de clasificación CSIR y NGI, los autores se han concentrado sobre la clasificación básica de los macizos, y en base a esta clasificación determinar si se necesita ademe o no. Bieniawski^{25, 26} y Barton, Lien y Lunde⁶ se extendieron para aplicar sus clasificaciones hasta determinar el tipo de ademe que habría que usar. El diseño detallado de refuerzos para las excavaciones subterráneas que incluye el uso de las clasificaciones de los macizos para ayudar a escoger el tipo de sistema de ademe, se estudiará en el capítulo 8 de este libro.

REFERENCIAS DEL CAPÍTULO 2

6. TERZAGHI, K. Rock defects and loads on tunnel support. En *Rock tunnelling with Steel Supports*. Editores R.V. Proctor y J. White. Publicado por Commercial Shearing and Stamping Co., Tompsettown, 1916, páginas 15-99. También Universidad de Harvard Escuela de Ingenieros Graduados. Publicación 118. Serie 25 de Mecánica de Suelos.

7. STINI, I. *Tunnelbaugologie* Springer-Verlag, Vienna, 1950, 366 páginas.
8. LAUFFER, H. Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. * *Geologie und Bauwesen* Vol. 24, No. 1, 1958, páginas 46-51.
9. DEERE, D U. Technical description of rock cores for engineer-purposes. *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Vol 1, No 1, 1964, páginas 17-22
10. DEERE, D.U and MILLER, R P Engineering classification and index properties for intact rock. Clasificación para ingenieros y propiedades índice *Technical Report No AFNLTR 65 116, Air Force Weapons Laboratory* New Mexico, 1966
11. HANSAGI, H. Numerical determination of mechanical properties of rock and rock masses *Intnl J. Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol 2, 1965, páginas 219-223.
12. HAGERMAN, T H Different types of rock masses from rock mechanics point of view *Rock Mechanics and Engineering Geology* Vol 4, 1966, páginas 183-198.
13. DEERE, D U. Geological considerations. En *Rock Mechanics in Engineering Practice* Editores K G. Stagg and O.C Zienkiewicz Publicado por John Wiley & Sons, London, 1968, páginas 1-20
14. COON, R.F. Correlation of engineering behaviour with the classification of *in situ* rock. *Tesis Ph D, Universidad de Illinois*, Urbana 1968
15. MERRIT, A.H. Engineering classification of *in situ* rock *Tesis Ph D, Universidad de Illinois*, Urbana 1968.
16. STAPLEDON, D H. Classification of rock substances *Intnl J. Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol 5, 1968, páginas 71-73
17. VOIGHT, B On the functional classification of rocks for engineering purposes *Intnl Symposium on Rock Mechanics*, Madrid, 1968, página 131 135
18. CECIL, O S Correlation of rockbolts - shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels *Tesis Ph D Universidad de Illinois*, Urbana, 1970, 414 páginas
19. IKEDA, K.A. Classification of rock conditions for tunnelling *Proc 1er Congreso Int de Geología para Ingenieros*, París, 1970, páginas 1258-1265
20. DEERE, D.U., PECK, R.S PARKER, H.W., MONSEES, J F y SCHMIDT, B. Design of tunnel support systems. *Highway Research Record* No 339, 1970, páginas 26-33
21. WICKHAM, G E., TIEDEMANN, H.R y SKINNER, E H Support determination based on geological predictions. *Proc First North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference* (Rel Primera Conferencia Norteamericana de Excavación Rápida y de Túneles), AIME, New York, 1972, páginas 43-64
22. BREKKE, T.L. y HOWARD, T Stability problems caused by seams and faults *Proc First North American Rapid Excavation and Tunnelling conference* (Rel Primera Conferencia Norteamericana de Excavación Rápida y de Túneles) AIME, New York 1972, páginas 25-41.
23. MERRIT, A.H. Geologic prediction for underground excavations. *Proc First North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference* (Rel Primera Conferencia Norteamericana para Excavación Rápida y Túneles), AIME, New York, 1972, páginas 115-132
24. CORDING, E J y DEERE, D U Rock tunnel supports and field measurements *Proc First North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference* (Rel Primera Conferencia Norteamericana para Excavación Rápida y Túneles), AIME, New York, 1972, páginas 601-622
25. BIENIAWSKI, Z T Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. *Proc Third International Congress on Rock Mechanics* (Rel Tercer Congreso Internacional sobre Mecánica de Rocas), ISRM, Denver, Vol 11 A, 1974, páginas 27-32
26. BIENIAWSKI, Z T Rock mass classification in rock engineering. *Proc Symposium on Exploration for Rock Engineering*, (Rel del Symposium de Exploración para Ingeniería de Rocas) Johannesburg, Vol 1, 1976, páginas 97-106.
27. CORDING, E J., BENDRON, A J y DEERE, D.U Rock engineering for underground caverns *Proc Symposium on Underground Rock Chambers*, (Rel del Symposium sobre Cámaras Subterráneas en Rocas), Phoenix, Arizona, 1971, publicado por ASCE, 1972, páginas 567-600
28. BREKKE, T.L. y SELMER OLSEN, R Stability problems in underground construction caused by montmorillonite carrying joints and faults *Engineering Geology*, Vol 1, No 1, 1965, páginas 3-19
29. BARTON, N. Recent experiences with the Q system of tunnel support design *Proc Symposium on Exploration for Rock Engineering*, (Rel Symposium sobre Exploración para Ingeniería en Rocas), Johannesburg, Vol 1, 1976, páginas 107-117



**DISEÑO DE EXCAVACIONES SUPERFICIALES Y DE
CIMENTACIONES EN MACIZOS ROCOSOS**

Camino Sta. Teresa 187 México D. F. Villa Olímpica 573-80-11 6552288



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 VEZ 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 C

CIÓN.

- C).- RELACIÓN DE ESTRUCTURAS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES ---
MÁS USUALES, EN LOS QUE SE UTILIZAN ANCLAS PARA SOPOR
TAR LAS CARGAS DE TENSIÓN TRANSMITIDAS A SU CIMENTA--
CIÓN 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 (CARACTERIZA---
CIÓN 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 AUMEN
TAR SU RESISTENCIA ESTRUCTURAL, TRATANDO DE ELIMINAR
O DISMINUIR APRECIABLEMENTE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES
DE TAL MANERA QUE RESULTEN ELEMENTOS ESTRUCTURALES --
SIMPLES COMO: COLUMNAS CORTAS, MUERTOS DE ANCLAJE, MU
ROS EN VOLADIZO, ETC. SE MENCIONA TAMBIEN 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 TENSO
RES Y MUROS DE CONTENCIÓN).
- F).- EJEMPLO SOBRE LAS CONDICIONES DE ANÁLISIS QUE DEBEN -
HACER EN EL DISEÑO DE ANCLAS PARA UNA ESTRUCTURA HI--
DRÁULICA 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 TENSIÓN
(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 MASA 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

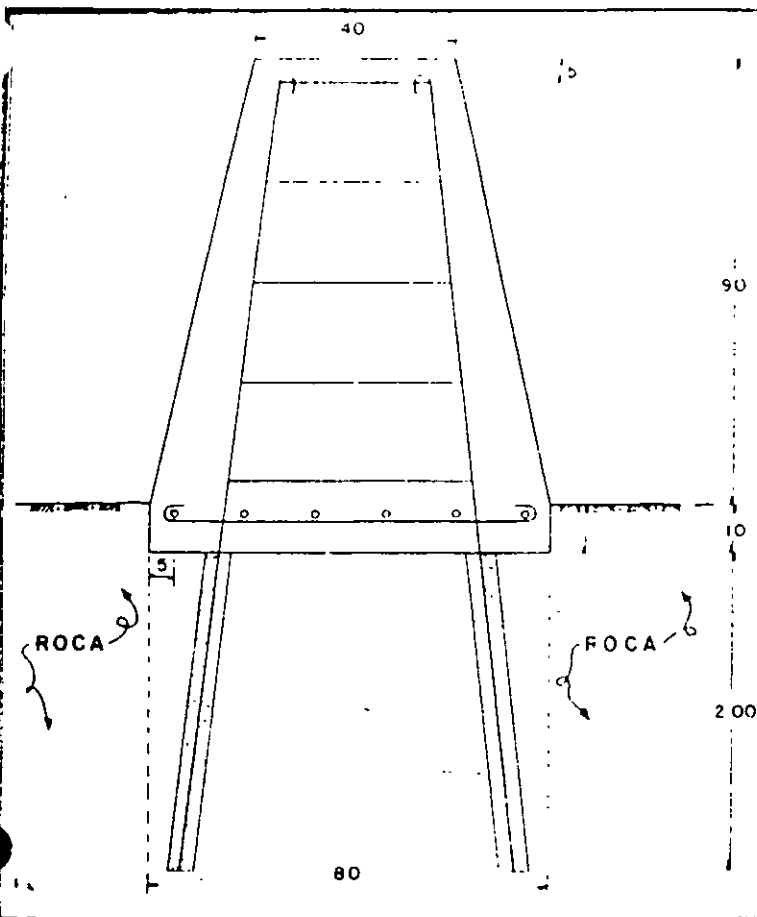
- + CONOCIMIENTO DE LAS PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE LA ROCA. CARACTERIZACIÓN.
- + EVITAR MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA BASE DE CIMENTACIÓN
- + TRATAR QUE EL CIMIENTO TRABAJE COMO COLUMNA CORTA
- + CERRAR LO MÁS POSIBLE EL PATRÓN DE ANCLAJE
- + PREVENIR EFECTOS DE CORROSIÓN EN LAS ANCLAS
- + PARA EL CASO DE SUBPRESIÓN HIDRÁULICA :
 - DETERMINAR EL GRADIENTE HIDRÁULICO : (FLUJO A TRAVÉS DE LA MASA DE ROCA)
- + DETERMINAR EL POTENCIAL 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 VACÍO
 - 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 $\phi 3/8"$

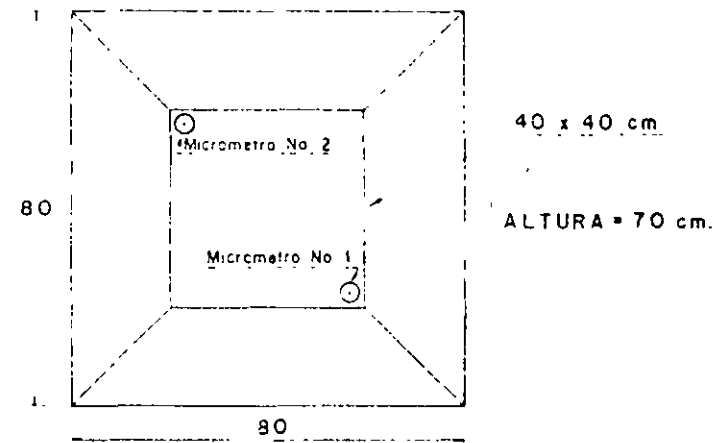
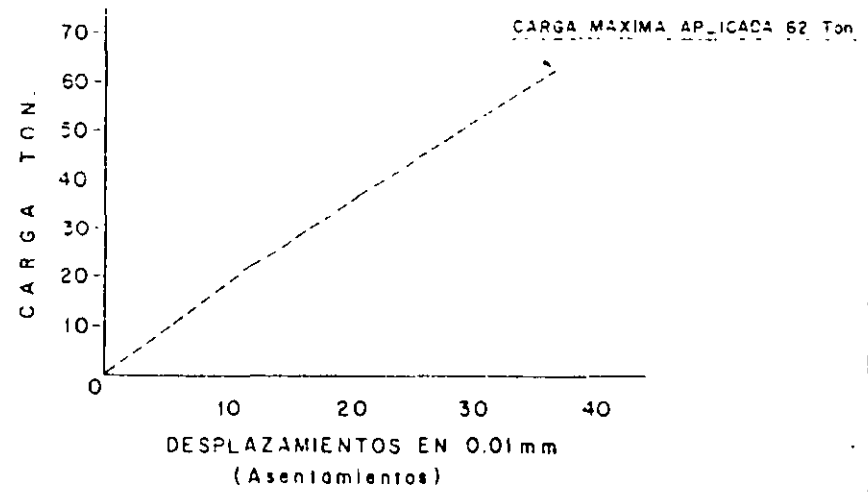
LT. TIZIMIN — CANCUN
TORRE — B
CIMENTO ANCLADO (Pillon)

JUN. 30 / 1973; MERIDA, YUC.

Acol. en cm.

11 Sept 1973

PRUEBA EN COMPRESION ZAPATA PIRAMIDAL (Pilón) MERIDA

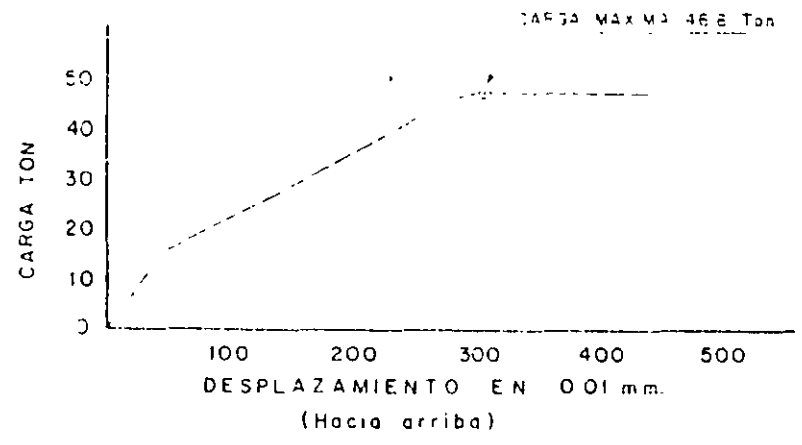


COLUMNA DE SECCION VARIABLE (Pilón).

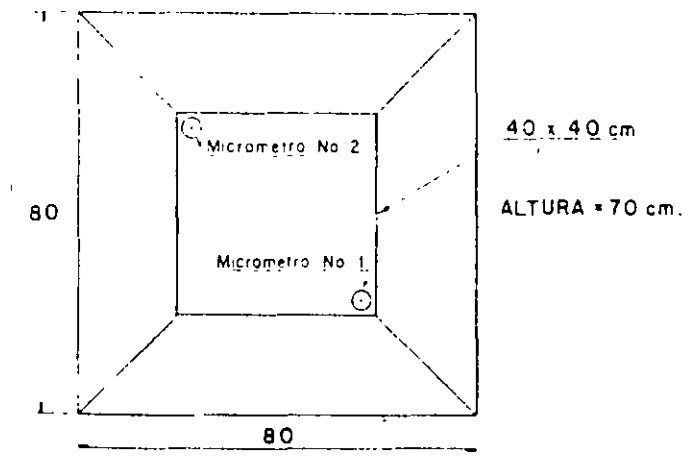
Acot en cm

11 SEPT 1973

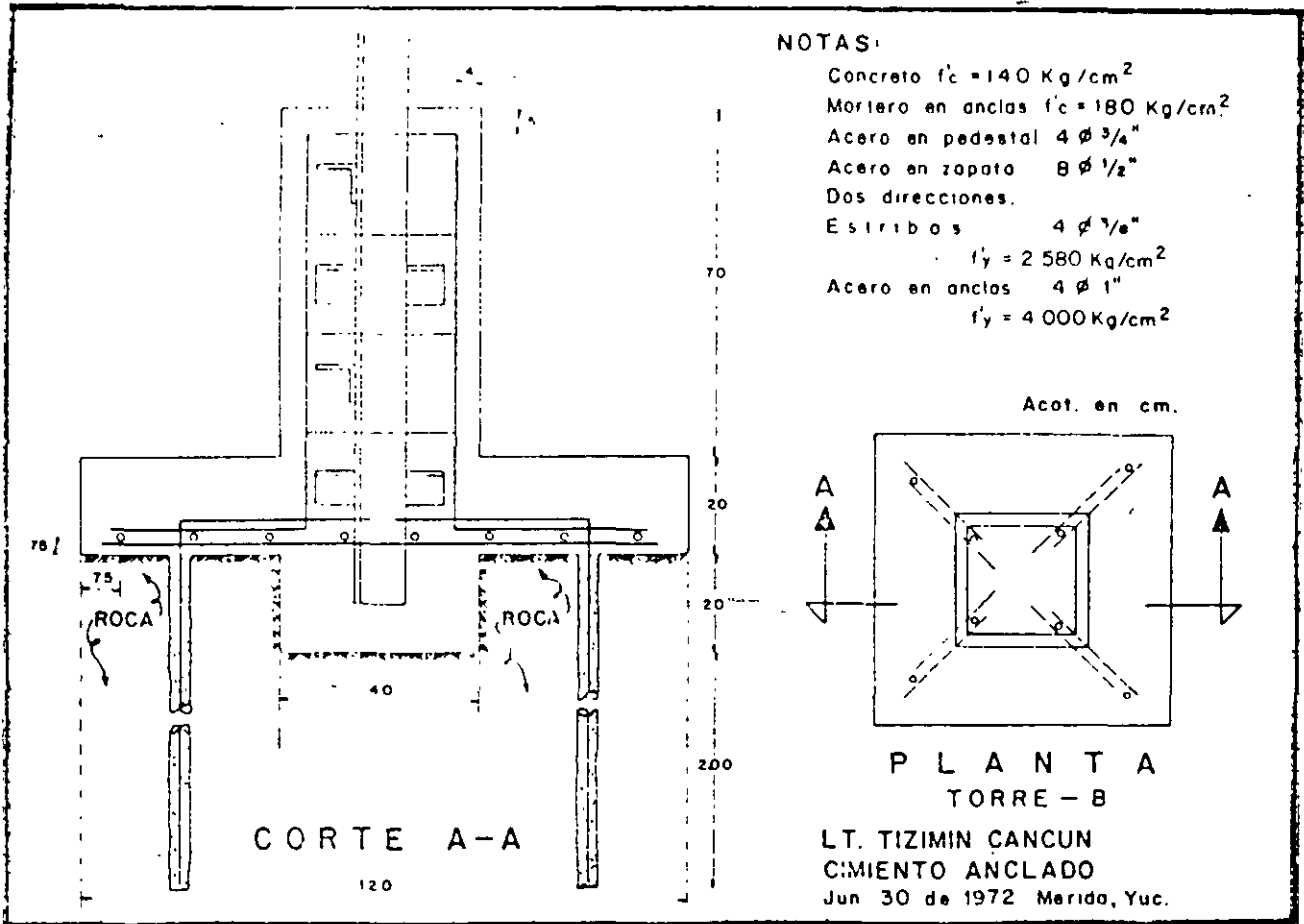
PRUEBA EN TENSION ZAPATA PIRAMIDAL (Pilon) MERIDA



NOTA No se presentaron fisuras



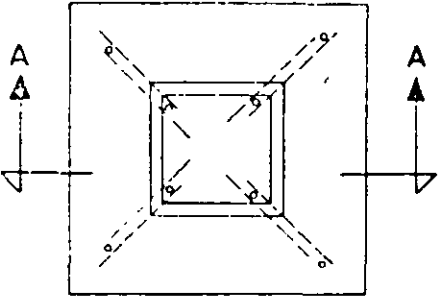
COLUMNA DE SECCION VARIABLE (Pilon)
Acof en cm



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.



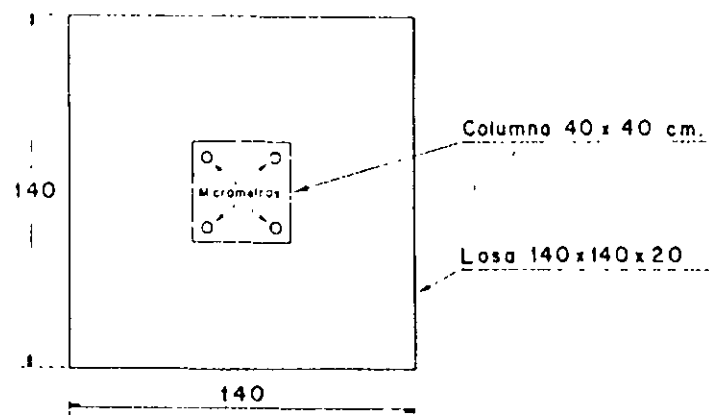
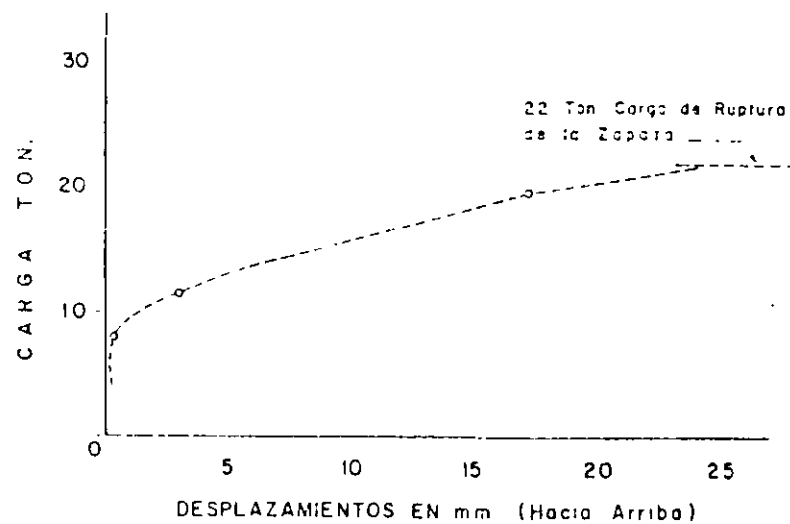
P L A N T A
T O R R E - B

LT. TIZIMIN CANCUN
CIMIENTO ANCLADO
Jun 30 de 1972 Merida, Yuc.

CORTE A-A

29 Jul. 1973

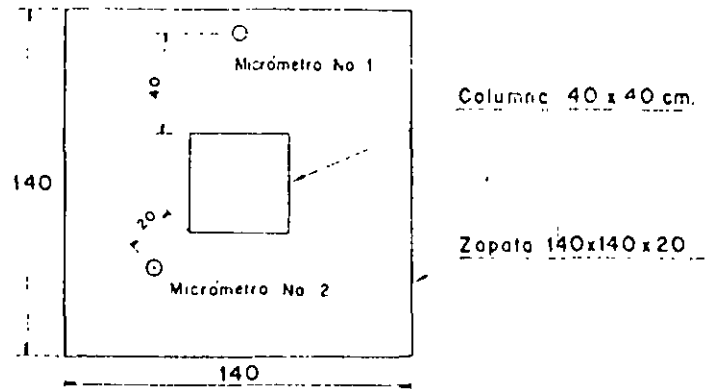
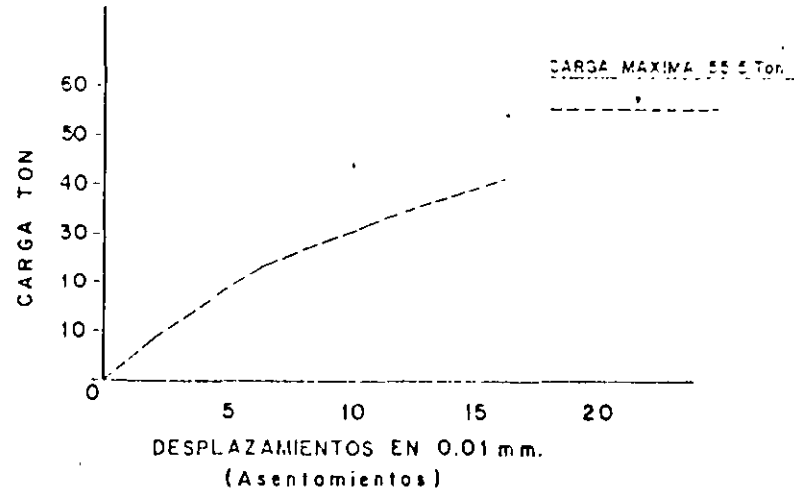
PRUEBA DE TENSION ZAPATA CONVENCIONAL, S E CANCUN GROO



Acot. en cm.

11 Sept. 1973

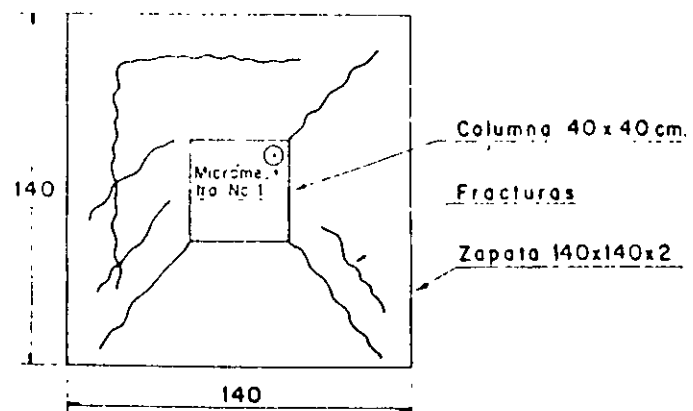
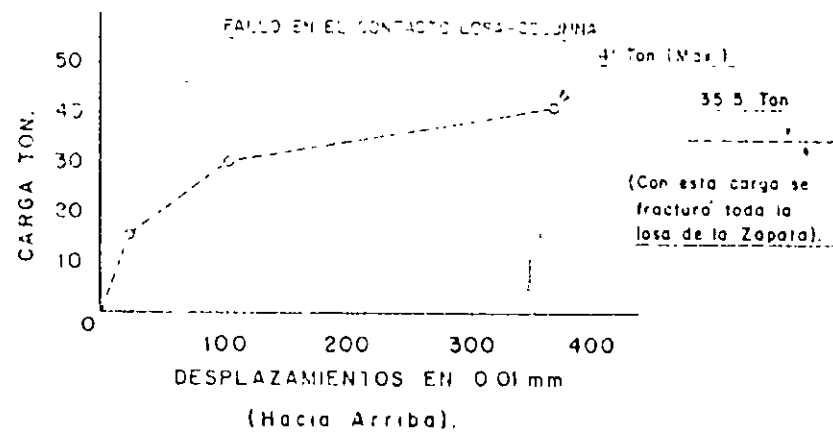
PRUEBA DE COMPRESION ZAPATA MERIDA



Acot. en cm.

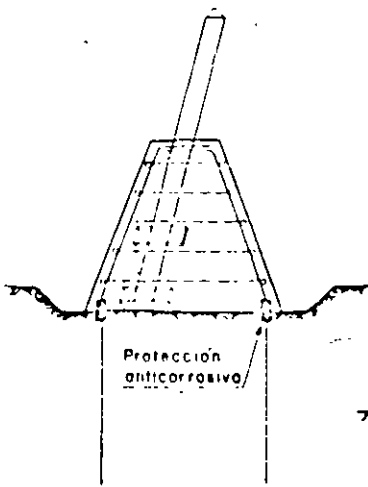
11 Sept 1973

PRUEBA DE TENSION ZAPATA MERIDA

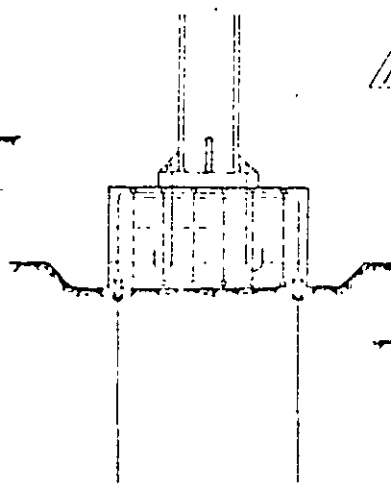


Acot en cm.

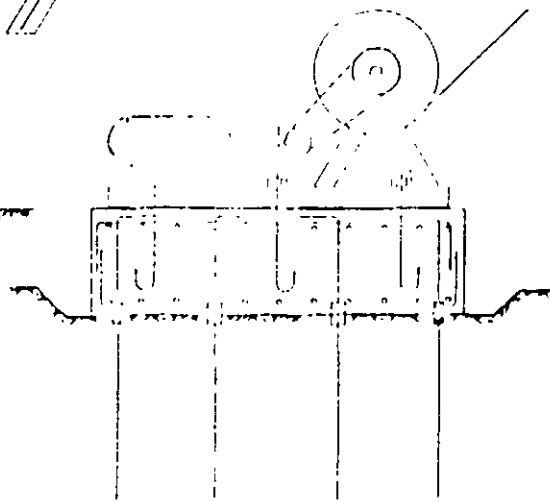
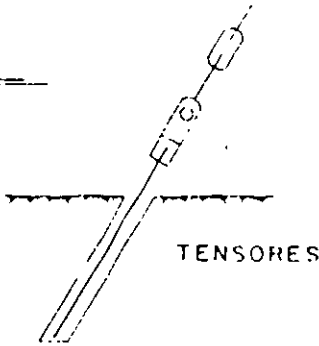
CIMENTOS TÍPICOS



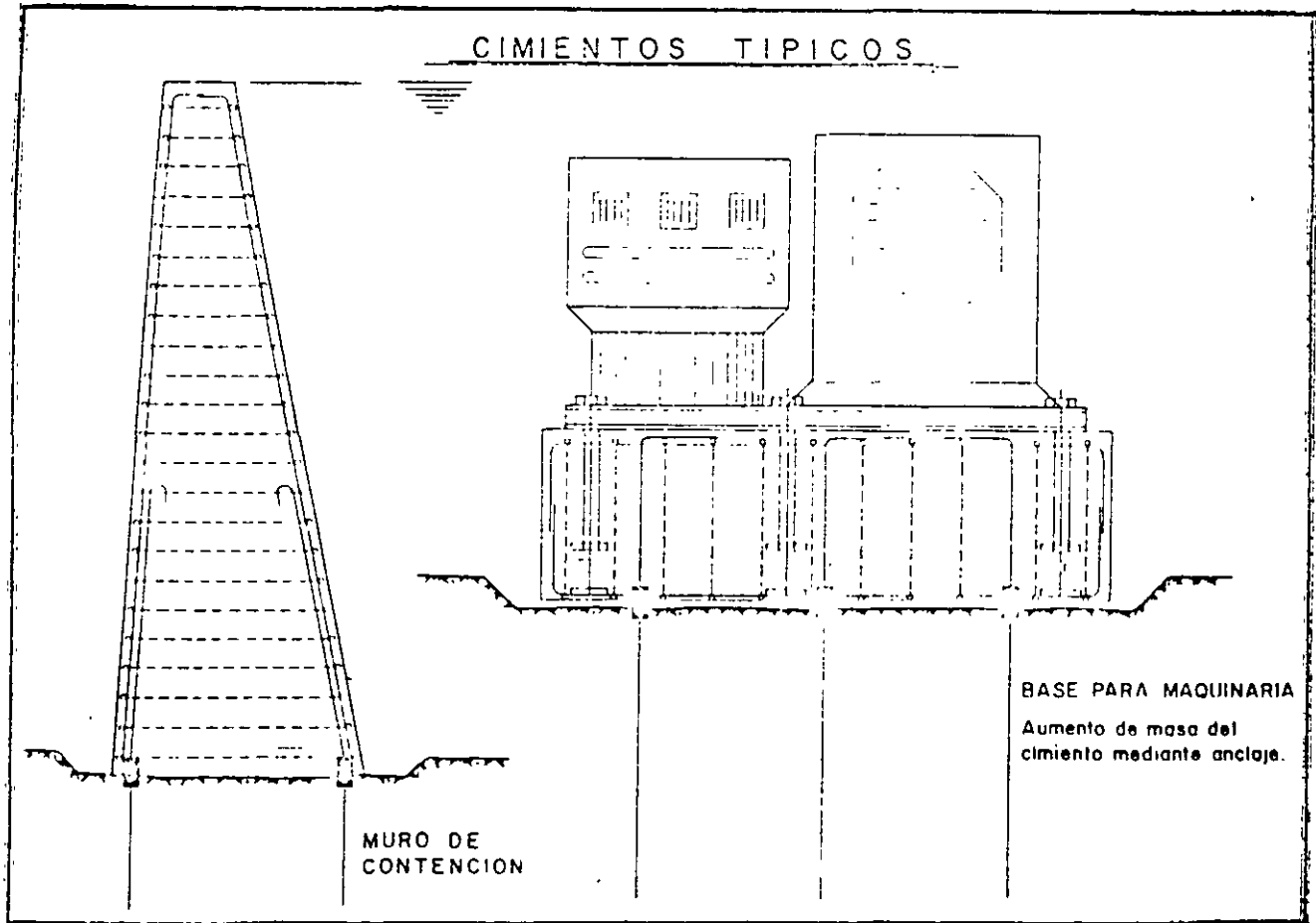
TORRES



MARCOS

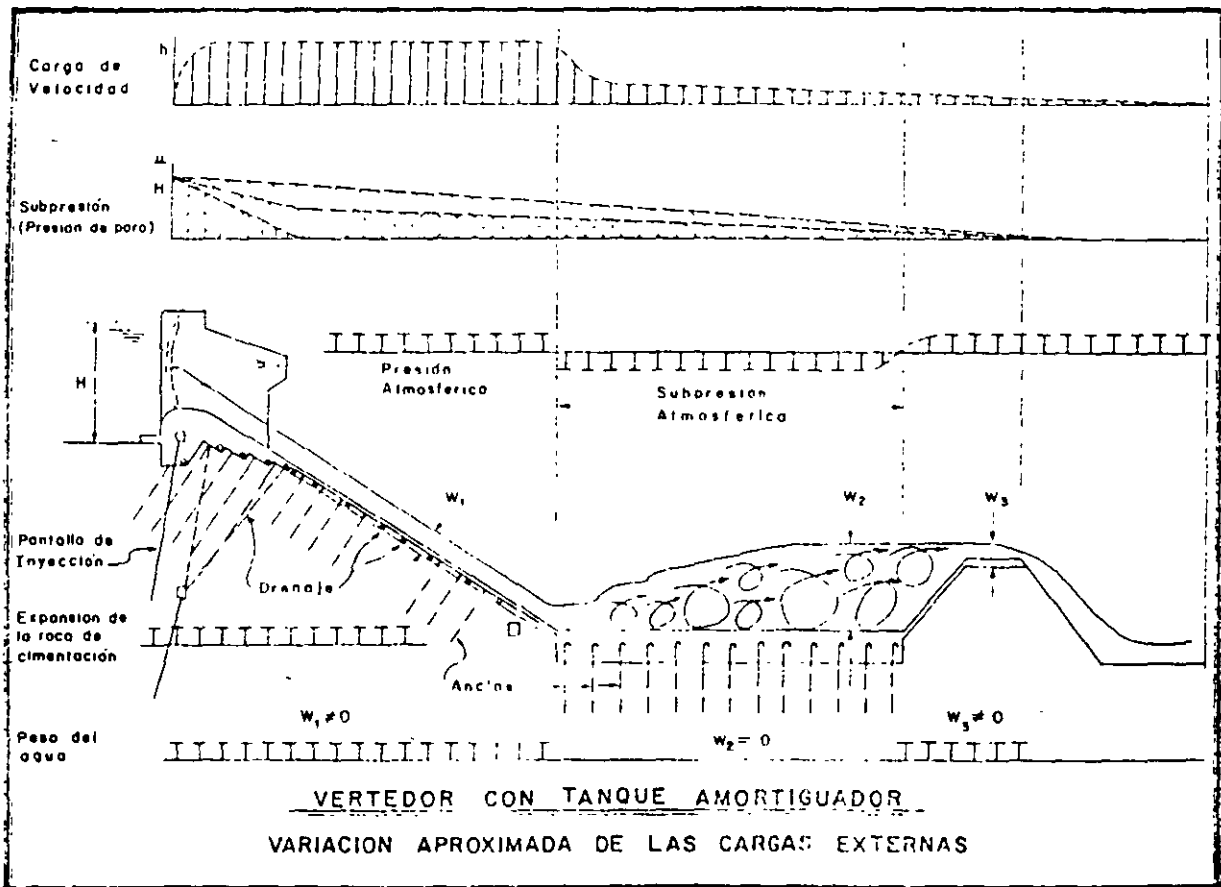


CIMENTOS TÍPICOS



MURO DE
CONTENCION

BASE PARA MAQUINARIA
Aumento de masa del
cemento mediante anclaje.



OBSERVACIONES SOBRE INTERPRETACION
DE LA FALLA QUE SE PRESENTÓ EN LA LOSA DEL FONDO DEL TANQUE, DES--
PUES DE LA INSPECCIÓN REALIZADA EL DIA 13 DE MAYO, 1972

1.- CONDICIONES GEOLÓGICAS EN LA ZONA DEL TANQUE

1.A)- CALIDAD FÍSICA DE LA ROCA.

LA RESISTENCIA EN COMPRESIÓN SIMPLE OBTENIDA EN LABO--
RATORIO ES:

| | SECA | SATURADA | |
|-------------------------|------|----------|--------------------|
| ARENISCA CONGLOMERÁTICA | 576 | 225 | KG/CM ² |
| CONGLOMERADO | 486 | 270 | " |

NOTA: DE ACUERDO CON ESTOS VALORES SE SUPONE QUE LA
ROCA TIENE RESISTENCIA SUFICIENTE PARA LAS CAR--
GAS QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA.

1.B).- TECTONISMO

EXISTEN 3 FAMILIAS DE FRACTURAS (α , β , γ) CUYAS DIREC--
CIONES COINCIDEN CON LAS LEVANTADAS POR LA S.R.H.,
LAS FAMILIAS γ EN LA ZONA DEL TANQUE ESTÁN CERRADAS. -
LAS α Y β SE OBSERVARON EN ALGUNOS SITIOS ABIERTOS --
HASTA 3 Ó 4 CM. SE SUPONE QUE LAS FAMILIAS α Y β SON
LAS QUE APORTAN MAYOR CANTIDAD DE AGUA DE ACUERDO CON
LAS OBSERVACIONES DE CAMPO, DE MANERA QUE EL AGUA DEL
VASO PUEDE ESCURRIR A TRAVÉS DE ÉLLAS. EN LA M.I. Y -
EN LA ZONA FINAL DEL TANQUE LA PARED DE ROCA EN LAS --
FRACTURAS TIENE SEÑAS DE OXIDACIÓN, LO CUAL SE INTER--
PRETA QUE EXISTEN ESCURRIMIENTOS DE AGUA A TRAVÉS DE -
ELLAS. VER FIG.1.- PLANO DE PROYECTOS CIVILES.

1.C).- PERMEABILIDAD

EN LOS BARRENOS DE EXPLORACIÓN GEOLÓGICA SE REALIZARON
PRUEBAS DE PERMEABILIDAD TIPO LUGEON, OBTENIÉNDOSE EN
8 DE ELLOS UNA PERMEABILIDAD VARIABLE ENTRE 4 Y 18 UNI--
DADES LUGEON. ESTAS PRUEBAS SE REALIZARON EN PERFORA--
CIONES VERTICALES.

EN UN BARRENO INCLINADO 30° CON LA VERTICAL SE OBTUVO
UNA PERMEABILIDAD DEL ORDEN DE 15 A 20 UNIDADES LUGEON.

LAS PERFORACIONES FUERON DEL ORDEN DE 12 M DE PROFUNDIDAD

NOTA: DE ACUERDO CON LOS DATOS ANTERIORES SE INFIERE LO SIGUIENTE:

- 1.- LA MASA DE ROCA ES IMPERMEABLE
- 2.- EL AGUA ESCURRE A TRAVÉS DE LAS FRACTURAS.

1) COMENTARIOS

1.A).- CUANDO SE SACÓ EL AGUA DEL TANQUE EN 1971 SE OBSERVÓ QUE LAS FRACTURAS α Y β ERAN LAS QUE APORTABAN MÁS AGUA, Y EL GASTO MAYOR SE ENCONTRABA EN LA M.I. Y DONDE SE INICIA LA LOSA HORIZONTAL DEL FONDO DEL TANQUE (EN ESE SITIO SE COLOCÓ LA BOMBA DE ACHIQUE). TAMBIÉN EN LA M.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 AISLADOS POR LAS FRACTURAS Y POR LOS PLANOS DE DEBILIDAD HORIZONTAL DE LA ESTRATIFICACIÓN INCIPIENTE QUE EXISTE.

1.C).- CUANDO SE COLOCARON LAS ANCLAS \emptyset 1 $\frac{1}{2}$ " , AR-80 @ 2.5 M EN A.D. INDICADAS EN B), DESDE EL NIVEL INFERIOR DE LA LOSA DEL TANQUE SE PRESENTARON FILTRACIONES A TRAVÉS DE LAS PERFORACIONES DE \emptyset 3" QUE SE REALIZARON PARA ALOJAR A LAS ANCLAS. LAS PRESIONES 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 ESCURRIA EL AGUA, NO SE TAPONARON LAS DEMÁS PERFORACIONES QUE TAMBIÉN TENÍAN FILTRACIONES, NI SE CALAFATEÓ EL CONTACTO ENTRE LA ROCA Y EL CONCRETO DE REPOSICIÓN DE ROCA, DE MANERA QUE ESOS VALORES NO SON COMPLETAMENTE REPRESENTATIVOS DE 1 B

PRESIÓN. SE SUPONE QUE PODRÍA DUPLICARSE (?),
LOS PIEZÓMETROS DE LA S.R.H. TIENEN CARGAS HAS
TA DE 30 M. SOBRE EL NIVEL SUPERIOR DE LA LOSA
DEL FONDO DEL TANQUE.

2. - LOCALIZACIÓN DE LA FALLA DE LA LOSA DEL TANQUE, EN 1972

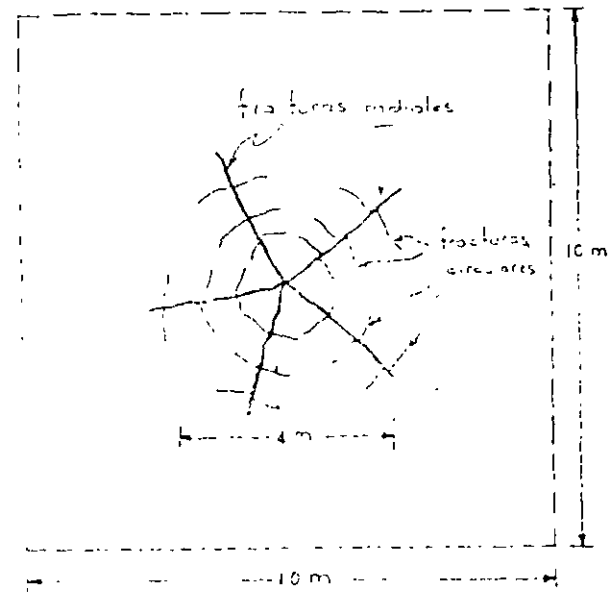
EN LA FIG. 1 (PLANO ESTRUCTURAL DE PROYECTOS CIVILES) SE HA
INDICADO LA ZONA FALLADA DE LA LOSA DEL FONDO DEL TANQUE OBSER
VÁNDOSE LO SIGUIENTE:

- A). - EL SITIO COINCIDE CON LA ZONA DONDE LAS FRACTURAS APORTA
BAN MAYOR CANTIDAD DE AGUA INDICADO EN I.I.A.).
- B). - ESTÁ DESPLAZADA HACIA LA IZQUIERDA DEL EJE DE SIMETRÍA --
QUE COINCIDE CON LA DIRECCIÓN DEL FLUJO DE α , DE LAS LOSA
S NUEVAS CONSTRUIDAS POR C.F.E. CON PERALTE DE 2.9 M.

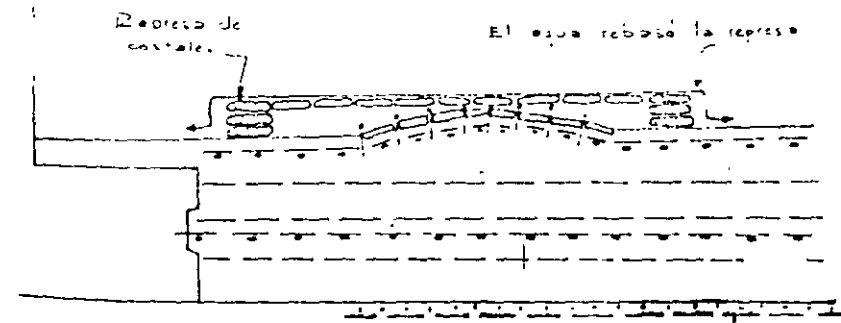
3. - FORMA EN QUE SE PRESENTO LA FALLA DE LA LOSA DEL TANQUE, EN --
1972.

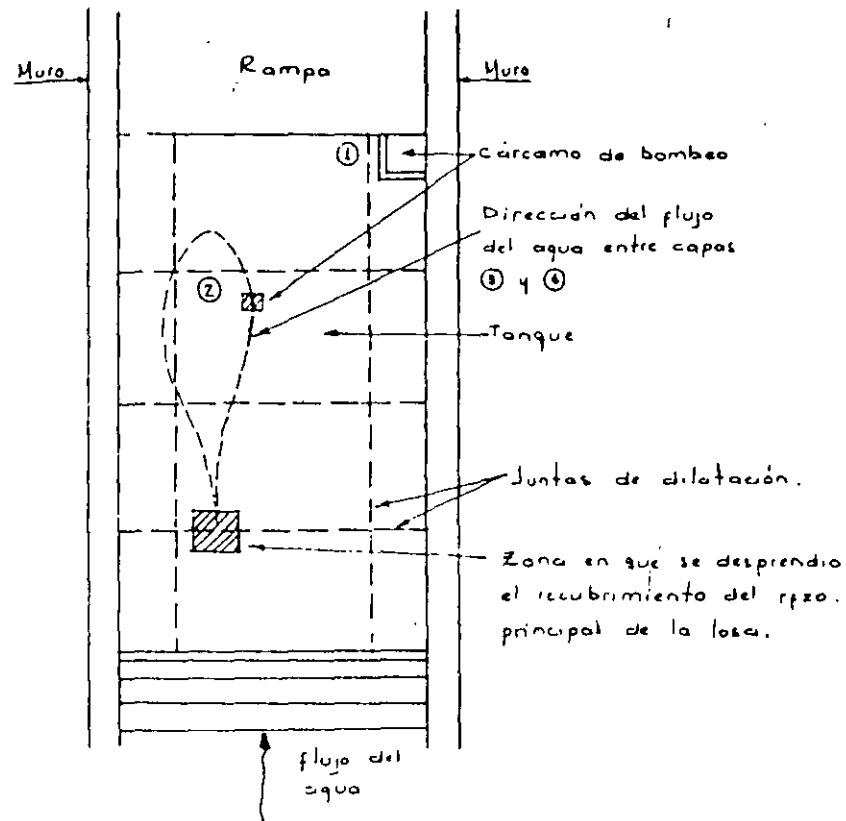
NOTA: DATOS PROPORCIONADOS POR PERSONAL DE MANTENIMIENTO CI--
VIL DE LA OBRA.

- A). - CUANDO QUEDABA UNA LÁMINA DE AGUA DE APROX. 10 CM. DE ES
PESOR SOBRE LA LOSA DEL FONDO DEL TANQUE, OBSERVARON LOS
TRABAJADORES QUE AL CAMINAR SOBRE ESA ZONA SE SENTÍA 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 SACÓ TODA EL AGUA DEL TANQUE, SE OBSERVÓ -
 QUE EXISTÍAN FILTRACIONES DE AGUA EN LA ZONA DONDE SE DES-
 PRENDIÓ EL RECUBRIMIENTO DEL REFORZO, HACIÉNDOSE ENTON-
 CES UNA REPRESA PARA QUE EL AGUA QUE PASA A TRAVÉS DE LA
 ZONA FRACTURADA NO AUMENTARA EL VOLUMEN DE BOMBEO. EL --
 AGUA REBASÓ LA REPRESA, Y LUEGO SE BOMBEO UTILIZANDO EL --
 CÁRCAMO 2 ELIMINÁNDOSE EL AGUA DE LA ZONA DAÑADA, PUES ES
 TAN COMUNICADOS POR UN DRÉN. (HASTA LA FECHA SE SIGUE --
 BOMBANDO EN EL CÁRCAMO 2).





PLANTA TANQUE

- FRACTURAMIENTO DE LA LOSA (SUPERFICIAL Y PROFUNDO)

A).- FRACTURAS OBSERVADAS EN SUPERFICIE.

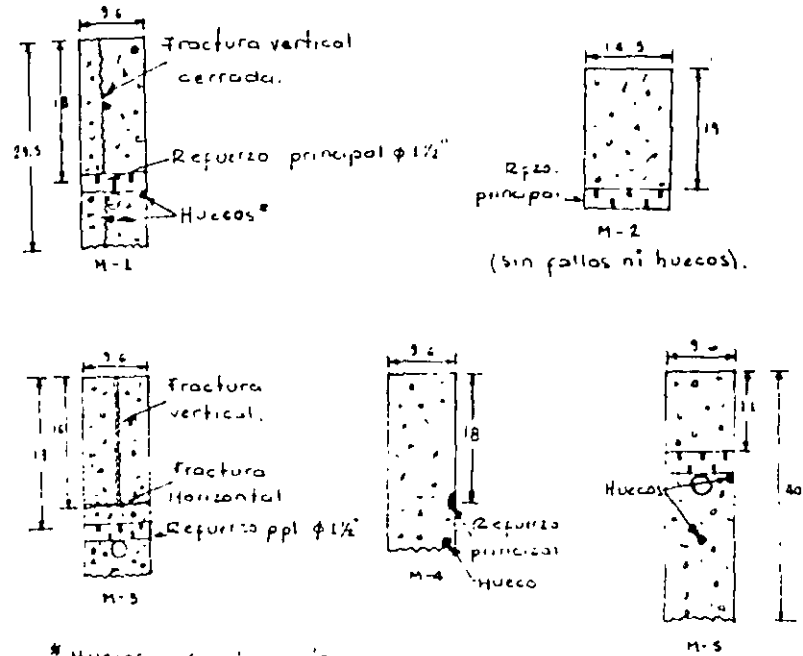
PRÁCTICAMENTE EL ÁREA TOTAL DEL FONDO DEL TANQUE AMORTIGUADOR SE ENCUENTRA FRACTURADA.

LAS FRACTURAS SON VERTICALES (?) Y CASI CERRADAS, OBSERVÁNDOSE QUE TIENEN FLUJO DE AGUA, PUES EXISTEN DEPÓSITOS DE MATERIAL COLOR BLANCO A LO LARGO DE ÉLLAS. EL ESPACIAMIENTO ENTRE ELLAS ES DE _____ Y SON PERPENDICULARES, (CONVIENE REALIZAR UN LEVANTAMIENTO DE ESTAS FRACTURAS)

B).- FRACTURAS OBSERVADAS EN NÚCLEOS DE CONCRETO.

CON OBJETO DE CONOCER EN QUE CONDICIONES SE ENCUENTRA LA LOSA DEL TANQUE SE EXTRAJERON 5 MUESTRAS Ø 3" POR 30 A 50 CM. DE LONGITUD. EN ESTAS MUESTRAS SE REALIZARÁN DIFEREN-

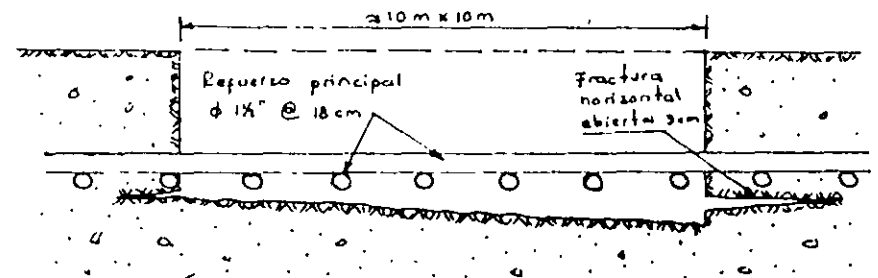
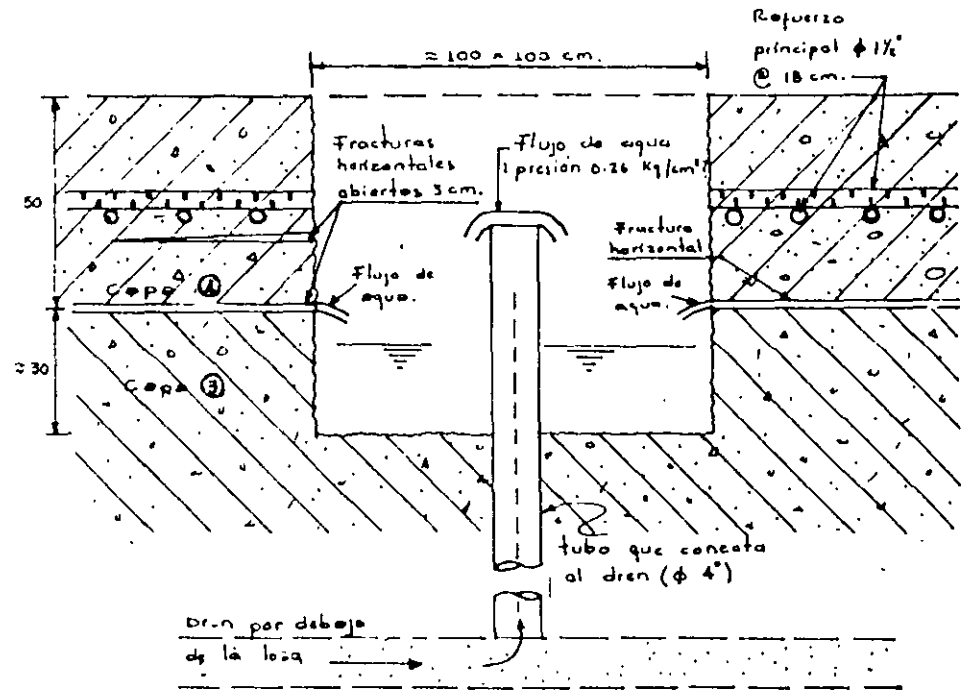
TES ENSAYES DE LABORATORIO.



* Huecos por colocación defectuosa del concreto.

c). - FRACURAS OBSERVADAS EN EL CARCAMO DE BOMBEO ? Y EN LA ZONA DONDE SE DESPRENDIÓ EL RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO PRINCIPAL.

CARCAMO 2



ZONA EN QUE SE DESPRENDIO EL RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO PRINCIPAL DE LA LOSA.

5. - HIPÓTESIS 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 CORRIENTE ENTRE CADA CAPA LA TRANSMISIÓN DE ESTE ESFUERZO QUEDÓ PROPORCIONADO POR EL ANCLAJE LARGO CONSTITUIDO POR BARRAS AR-80 DE Ø 1½" SEPARADAS 2,5 M. C.A.C. EN TRES BOLLILLO).
- C). - LA CARGA QUE ACTUÓ SOBRE LA LOSA FUÉ PRESIÓN HIDROSTÁTICA DEL AGUA QUE ESCURRE POR LAS FRACTURAS QUE CONECTAN AL TANQUE CON EL VASO (FAMILIA DE FRACTURAS α Y β).
- D). - ÉSTA PRESIÓN HIDROSTÁTICA ACTUÓ SOBRE LA ÚLTIMA CAPA DE CONCRETO, UNA VEZ QUE SE VACIÓ EL TANQUE, CON UN VALOR DE LA PRESIÓN DEL ORDEN DE 1 KG/CM² (O MÁS) (EL AGUA SE INFILTRÓ POR MEDIO DE FRACTURAS VERTICALES - DE TEMPERATURA O DE FLEXIÓN), JUNTAS DE DILATACIÓN, JUNTAS CON EL CONCRETO ANTIGUO Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN HORIZONTALES).
- 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 SOLICITACIÓN DE CARGA.

LAS CAUSAS PARA QUE SE HAYA FORMADO ESTA FRACTURA HORIZONTAL SON LAS SIGUIENTES:

1. - COLOCACIÓN DEFECTUOSA DEL CONCRETO EN LA ÚLTIMA CAPA DE LA LOSA (SE COMPRUEBA CON LA EXISTENCIA DE HUECOS POR DEBAJO DEL ACERO DE REFUERZO, OBSERVANDO 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 HAYA SIDO DEL ORDEN DE 10 X 10M Ó MÁS Y PARA EL CASO E) SE REQUIERE UN ÁREA CONSIDERABLEMENTE MENOR PARA QUE SE PRODUZCA LA FALLA.

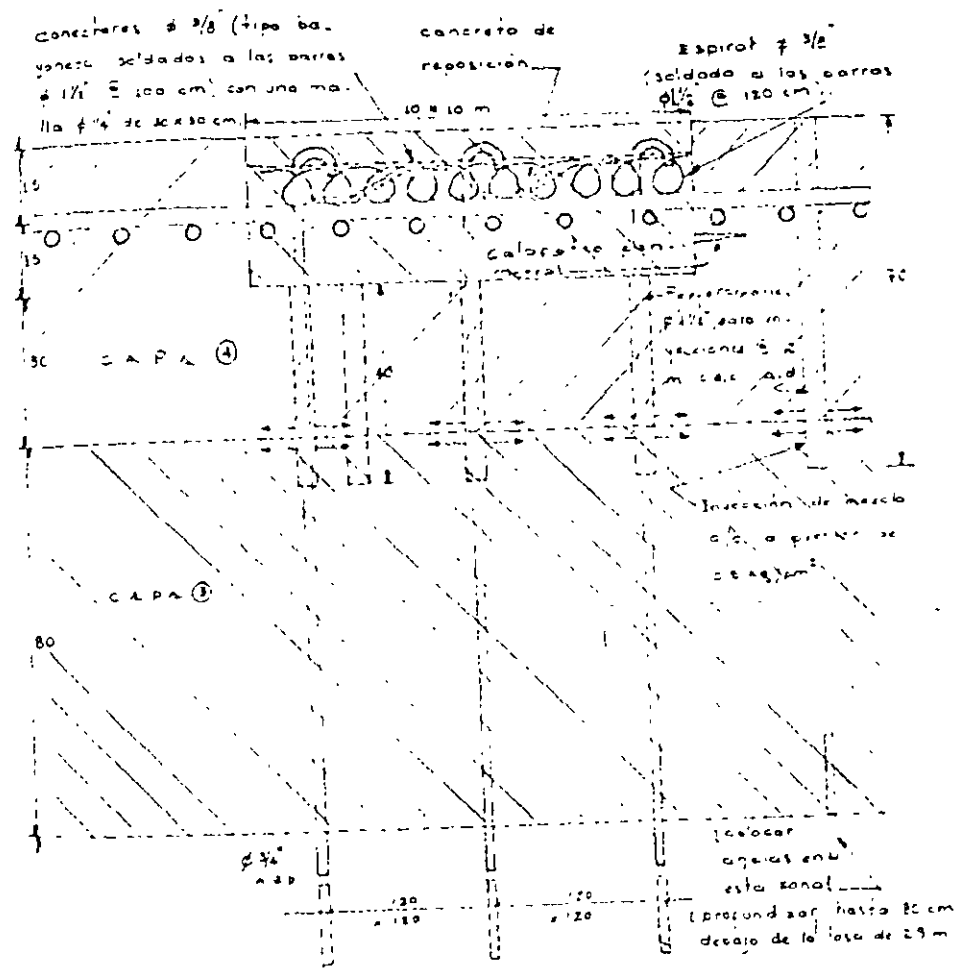
PARA EL CASO INDICADO EN D) SE SUPONE QUE EL APOYO DE LA LOSA @ 2.5 M C.A.C. PROPORCIONADO POR LAS ANCLAS Ø 1½" NO ES SUFICIENTE YA QUE LAS ANCLAS PARA DESARROLLAR SU CAPACIDAD TOTAL NECESITA UN ANCLAJE MÍNIMO DEL ORDEN DE 1.6M Y FÍSICAMENTE SÓLO TENÍAN 45 CM. EN EL MEJOR DE LOS CASOS, PUES EN OTROS EL ANCLA NI SIQUIERA LLEGÓ AL NIVEL DEL REFUERZO PPAL. (DE ACUERDO CON INFORMACIÓN SOBRE LA CONSTRUCCIÓN).

G).- EFECTO COMBINADO DE LA ACCIÓN DE LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA (SUBPRESIÓN), PRIMERO SOBRE LA ÚLTIMA CAPA DE 60 CM, -- PROVOCANDO FRACTURAMIENTO VERTICAL Y HORIZONTAL AL NIVEL DEL ACERO DE REFUERZO, Y LUEGO SOBRE ESTA ÚLTIMA FRACTURA HORIZONTAL CAUSANDO LA FALLA DEL CONCRETO DE RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO PRINCIPAL.

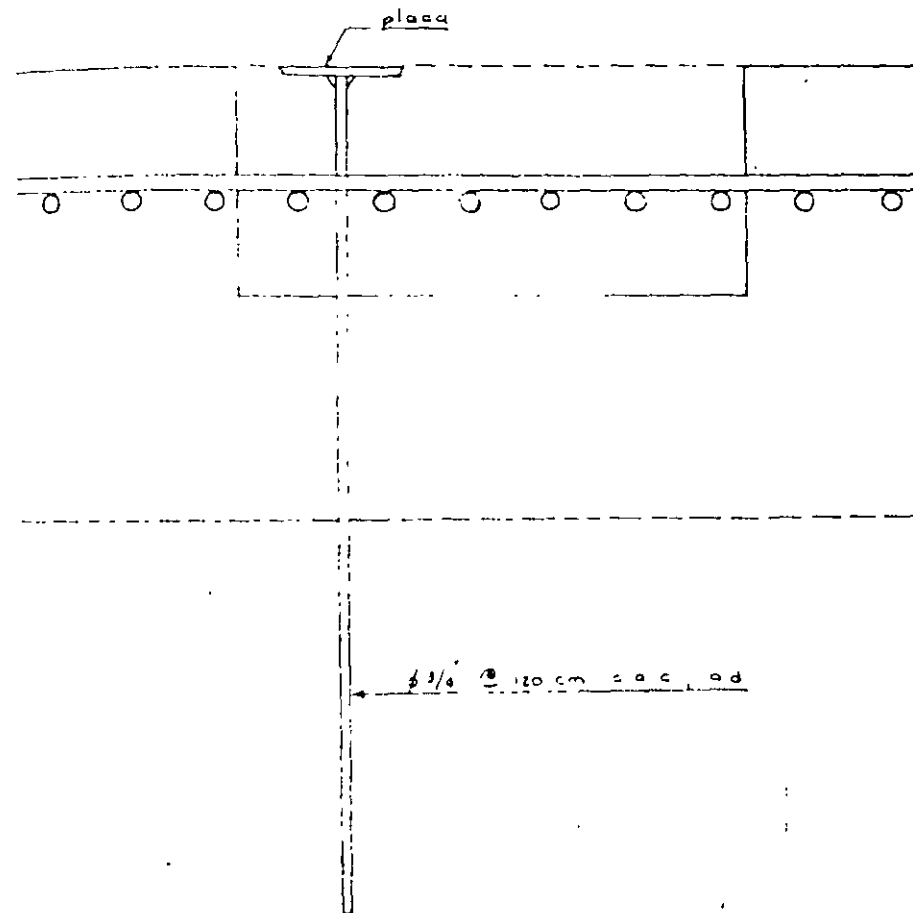
H).- SE DEDUCE QUE LA ZONA DONDE SE PRODUJO EL DESPRENDIMIENTO DEL CONCRETO ES LA ZONA DONDE EXISTÍA MAYOR FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LAS FRACTURAS. EN CASO DE ACTUAR LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA (SUBPRESIÓN) DE UNA MANERA UNIFORME EN TODA EL ÁREA POR DEBAJO DEL NIVEL INFERIOR DE LA LOSA DE 2.90 M, SE SUPONE QUE LA LOSA ES CAPAZ DE RESISTIR ESOS ESFUERZOS, TRABAJANDO APOYADA EN LAS ANCLAS LARGAS Ø 1½" AR-80, EN CASO CONTRARIO EL DESPRENDIMIENTO DEL CONCRETO DEBÍO HABER OCURRIDO AL CENTRO DE LAS LOSAS DE 2.90 M. -- COINCIDIENDO CON EL EJE LONGITUDIAL DEL TANQUE.

6.- PROPUESTA DE REFUERZO ESTRUCTURAL DE LA LOSA

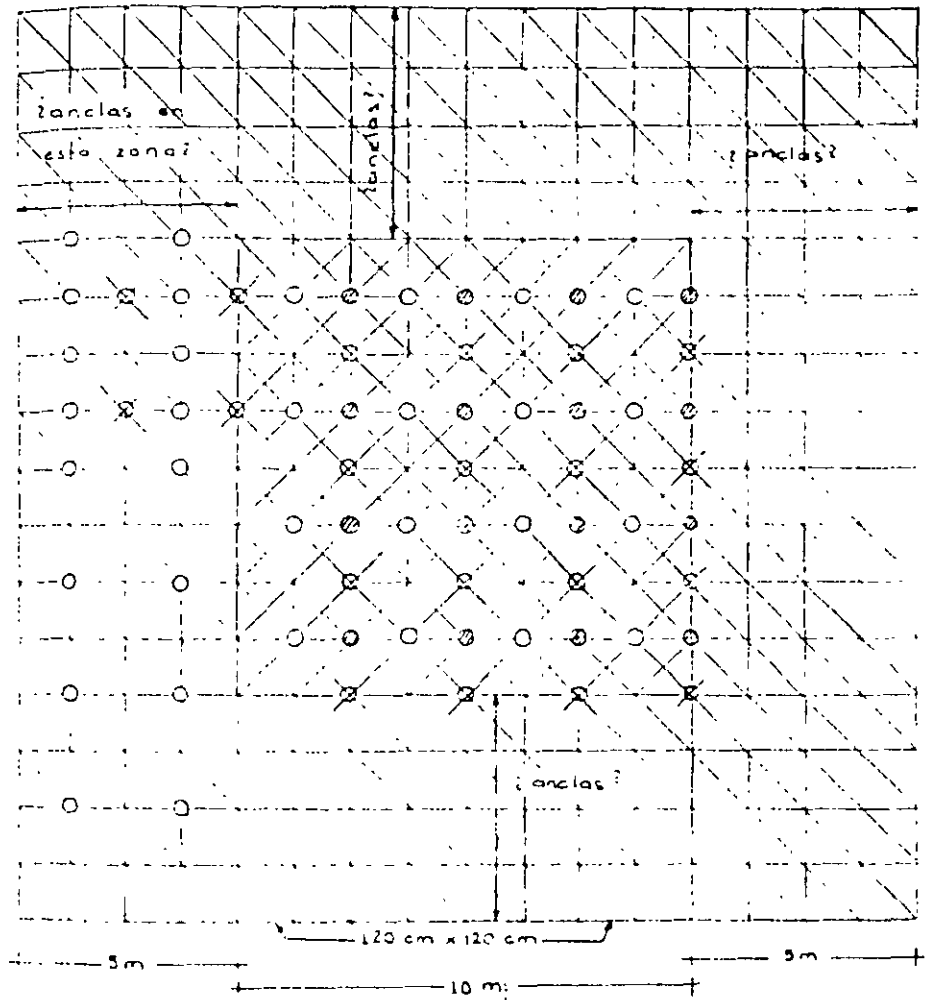
6.1.- ZONA DONDE SE DESPRENDIÓ EL CONCRETO DE REC. DE REF. PPAL.



CORTE



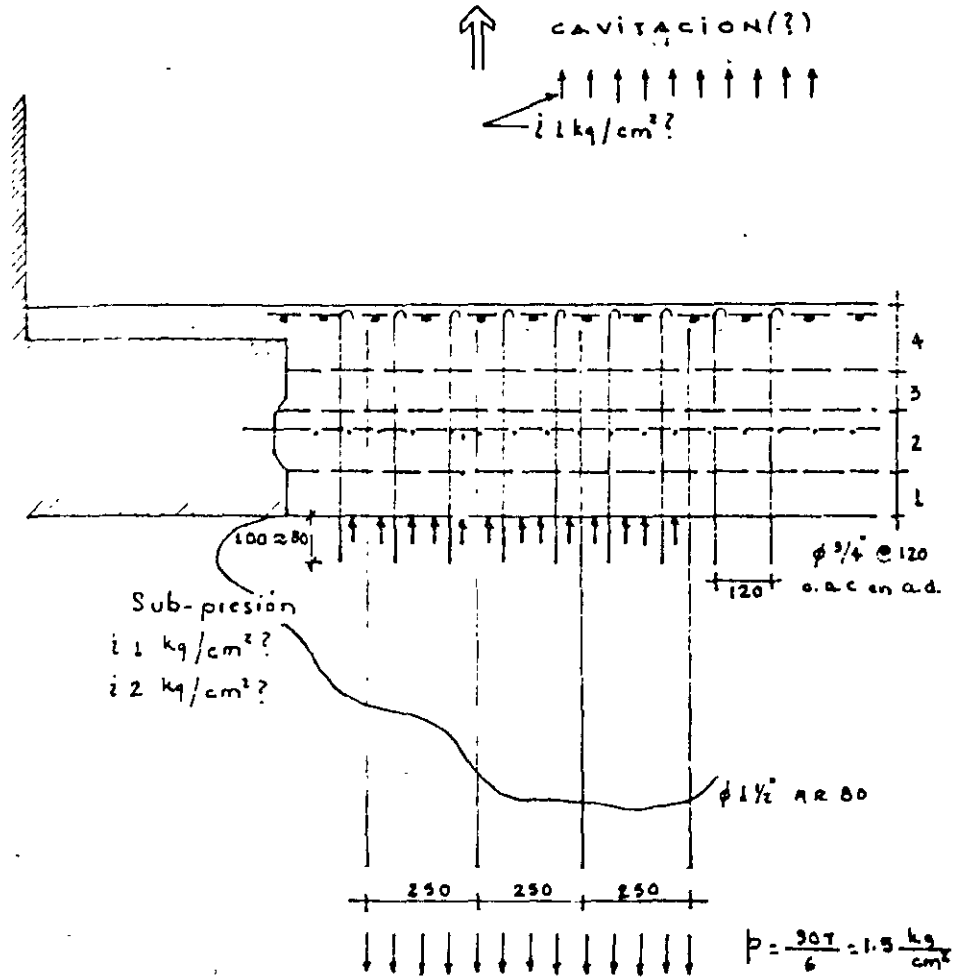
- 1.- INYECCIÓN ENTRE CAPAS 3 Y 4
- 2.- COLOCACIÓN ANCLAS Ø 3/4" @ 120 A.D.
- 3.- COLOCACIÓN CONCRETO DE REPOSICIÓN
- 4.- INYECCIÓN PERIMETRAL EN UNA FAJA DE 5 M.
- 5.- ¿ ANCLAS EN ZONA PERIMETRAL ?



- 1ª Etapa
- ⊗ 2ª Etapa
- ⊙ 3ª Etapa

PLANTA INYECCION

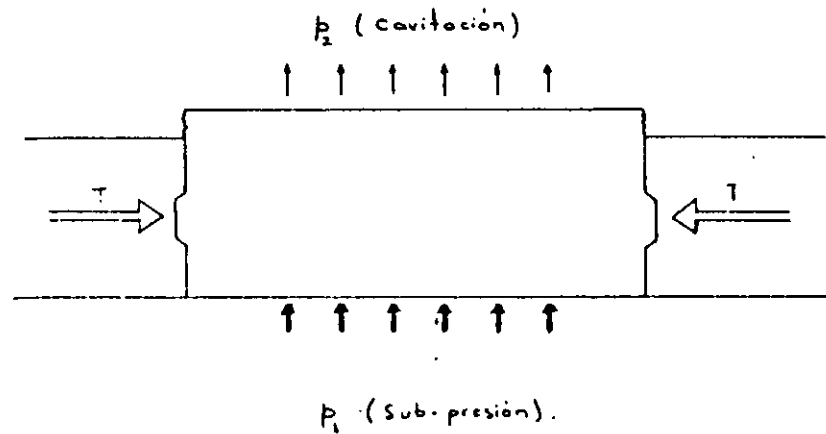
5.2.- ZONA DONDE LA LOSA TIENE 2,90 M. DE ESPESOR



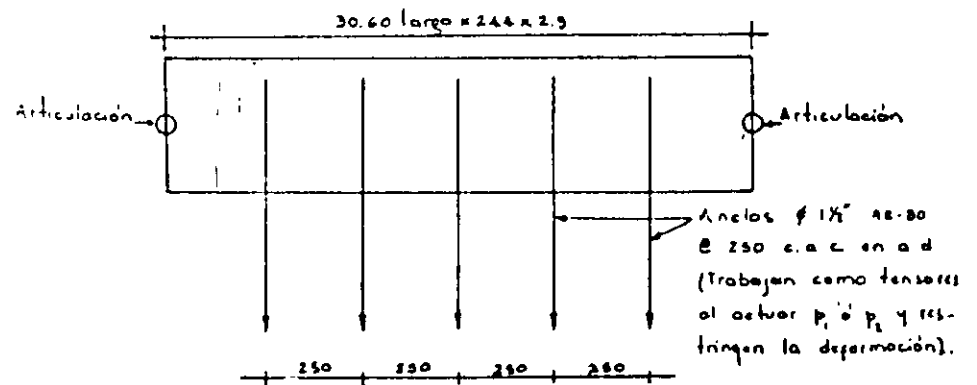
[CON LAS ANCLAS CORTAS SE TENDRÍA MAYOR RESISTENCIA Y PODRÍAN SOPORTARSE LAS PRESIONES DE SUBPRESIÓN Y CAVITACIÓN QUE SON DEL MISMO ORDEN (?). DE ESTE MODO SE SUPONE NO SERÍA NECESARIO EFECTUAR DRENAJE]

7.- SOLICITACIÓN DE CARGAS SOBRE LA LOSA

7.1.- CARGAS

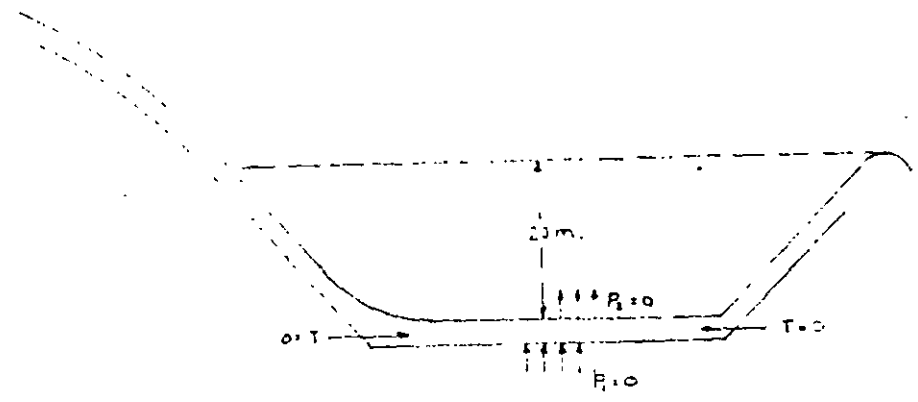


7.2.- CONDICIONES DE APOYO



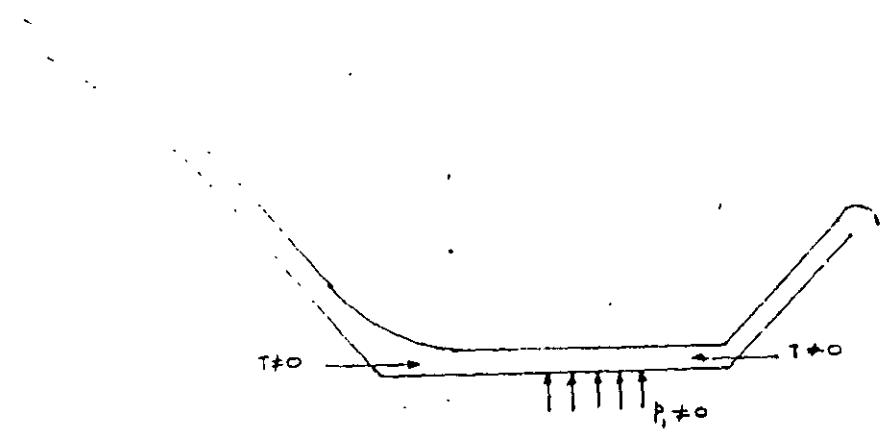
8.- COMBINACIÓN DE CARGAS EXTERIORES

8.1.- CASO 1.- TANQUE AMORTIGUADOR LLENO DE AGUA SIN ESCURRIMIENTO DEL VERTEDOR.



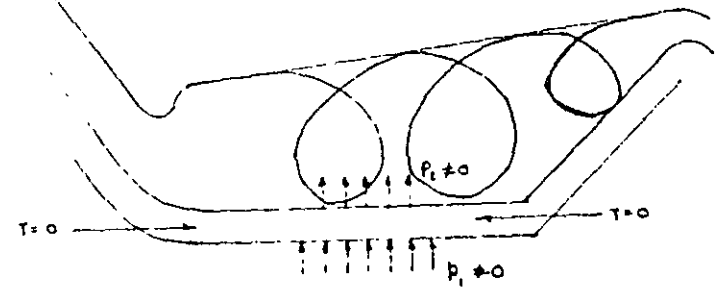
Actúan: p_1 , p_2 , ni T

8.2.- CASO 2.- TANQUE AMORTIGUADOR VACÍO, SIN ESCURRIMIENTO DE AGUA POR EL VERTEDOR.



Actúan: p_1 (sub-presión) y T (temp.).

3.3.- CASO 3.- TANQUE AMORTIGUADOR LLENO, CON ESCURRIENTO DE AGUA A TRAVÉS DEL VERTEDOR.



ACTUÁN: P_1 (SUBPRESIÓN) Y

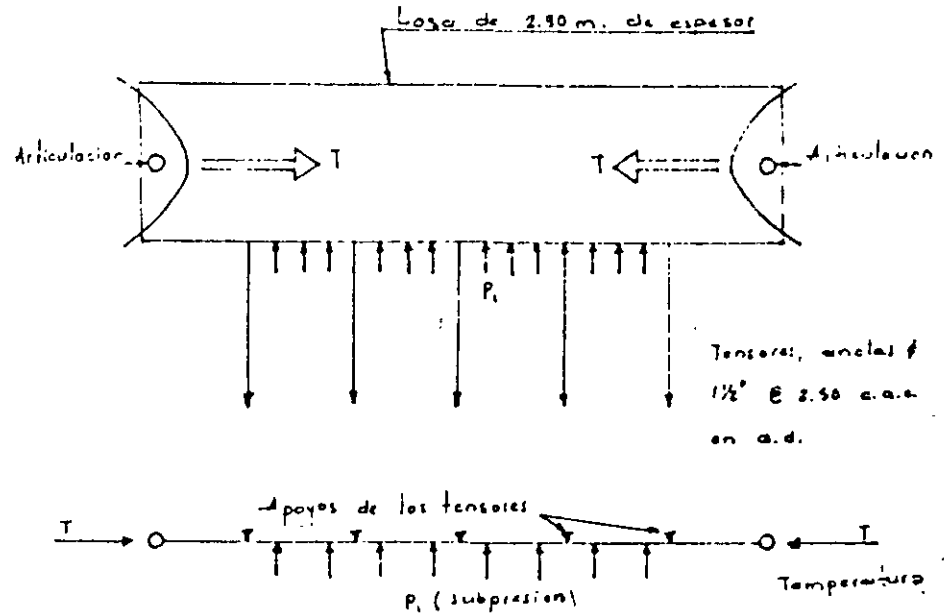
P_2 (CAVITACIÓN)

T (TEMP.) = 0

SE SUPONE NO HAY CAMBIOS FUERTES DE T.

9.- COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA LOSA BAJO LA SOLICITACIÓN DE -
LAS CARGAS

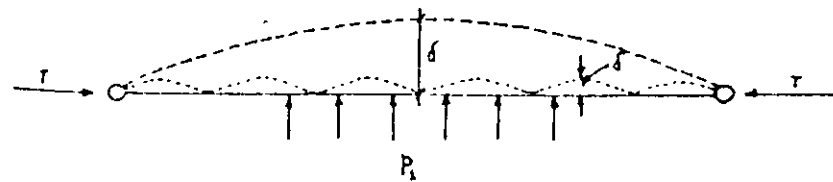
9.1.- ACCIÓN DE SUBPRESIÓN Y TEMPERATURA CON EL TANQUE VACÍO



ELEMENTO SUJETO A FLEJO-COMPRESIÓN

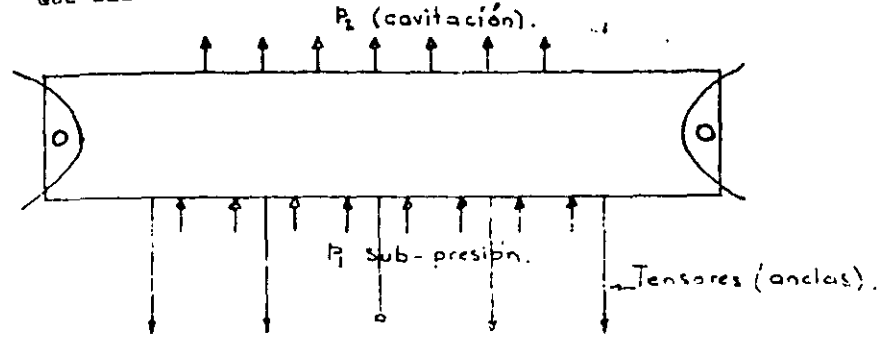
(CASO EN QUE NO ES VÁLIDA LA SUPERPOSICIÓN DE CAUSAS Y EFECTOS)

- PRIMERO ACTUA P_1 Y SE CALCULA LA DEFORMACIÓN δ
- SEGUNDO, ACTUA $T \times \delta$ AUMENTANDO LOS MOMENTOS FLEXIONANTES.



9.

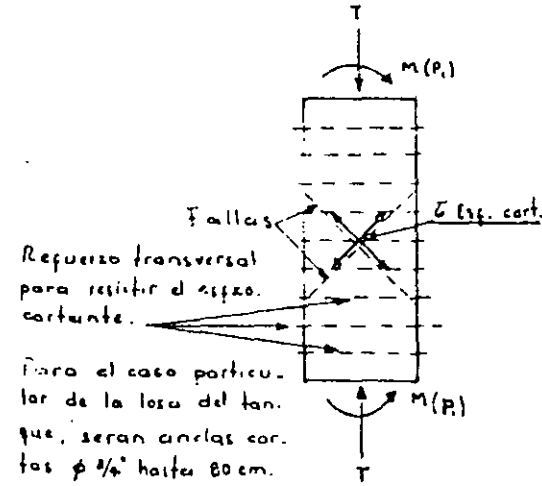
ACCIÓN DE P_1 Y P_2 (SUBPRESIÓN Y CAVITACIÓN) CON E N--
QUE LLENO Y ESCURRIMIENTO AGUA A TRAVÉS DEL VERTEDOR.



ELEMENTO SUJETO A FLEXIÓN

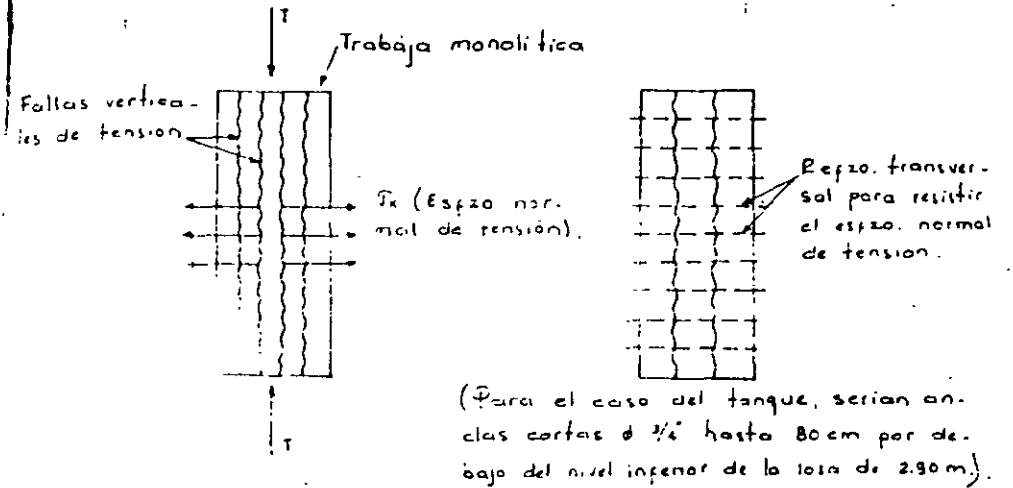
(ES VÁLIDA LA SUPERPOSICIÓN DE CAUSAS Y EFECTOS AL ACTUAR P_1 Y P_2)

9.3.- FALLA DE UN ELEMENTO TRABAJANDO A FLEXO-COMPRESIÓN (SUPONIENDO QUE TRABAJA MONOLÍTICAMENTE).



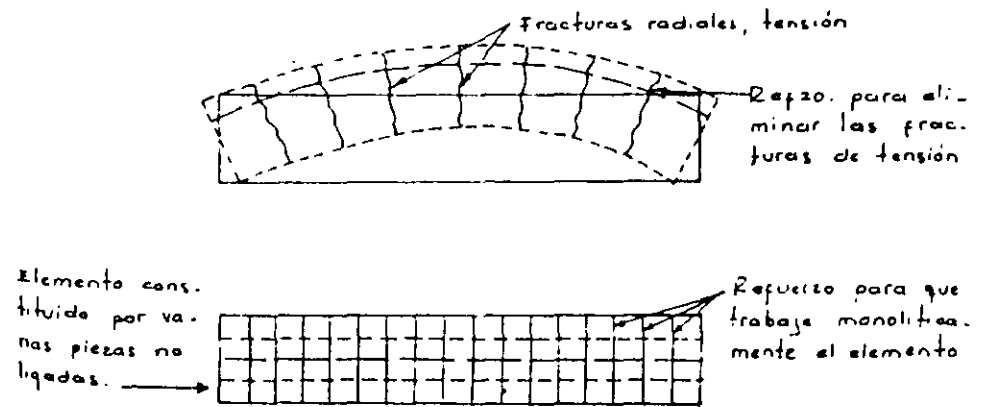
- 1).- ESTE TIPO DE FALLA REQUIERE REFUERZO PARA RESISTIR EL ESFUERZO CORTANTE SOBRE LOS PLANOS DE FALLA.
- 2).- ESTE REFUERZO DEBE SER TRANSVERSAL AL EJE DEL ELEMENTO O \perp A LA DIRECCIÓN DE LAS FALLAS.

9.4.- FALLA DE UN ELEMENTO TRABAJANDO A COMPRESIÓN PURA (SE SUPONE QUE NO SE PRESENTA EN EL CASO DE LA LOSA DEL TANQUE)

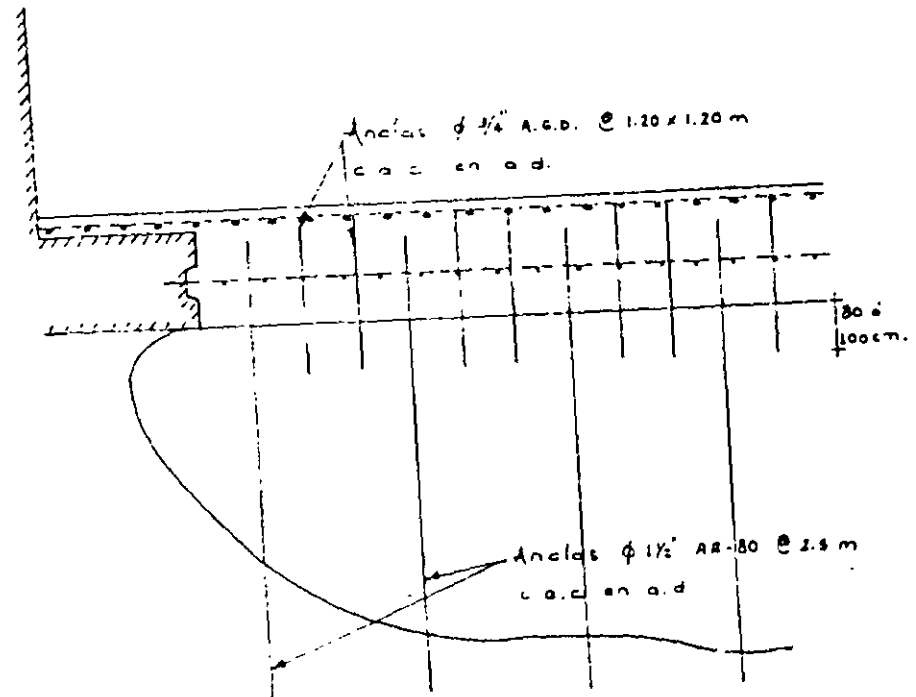


SI EL ELEMENTO NO ES MONOLÍTICO, ES NECESARIO PROPORCIONARLE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE ENTRE LAS DIFERENTES PIEZAS QUE CONSTITUYEN EL ELEMENTO POR MEDIO DE CONECTORES (-- QUE PUEDEN SER LAS ANCLAS CORTAS $\varnothing \frac{3}{4}$ QUE ATRAVIEZAN LA LOSA).

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 CONTRARESTAR LAS FUERZAS COMBINADAS DE SUBPRESIÓN Y CAVITACIÓN (EN CUYO CASO NO SERÍA NECESARIO DRENAR ?).

FORMULÓ: ING. RAUL CUÉLLAR BORJA

SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE ROCAS, A. C.



PROBLEMAS DE CIMENTACION EN PRESAS

CANINO SANTA TERESA 187 VILLA OLIMPICA TEL. 373-85-91 14020 MEXICO, D. F.

PROBLEMAS DE
CIMENTACION
EN PRESAS.

Presentado por:

ING. ALBERTO S. MENACHE VARELA

Definición de Presa. Una presa es un conjunto de obras hidráulicas en un sitio - generalmente estrecho en donde se cambia al régimen natural del escurrimiento, al régimen artificial de demanda, de acuerdo con el fin o fines a que se destine.

Una presa consta, por lo general, de las siguientes partes:

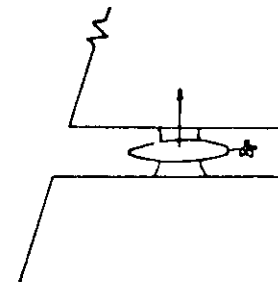
- a) Vaso
- b) Cortina
- c) Otra de desvío
- d) Otra de Toma
- e) Otra de excedencias

En este curso nos dedicaremos exclusivamente al diseño de los diferentes tipos de cortinas existentes.

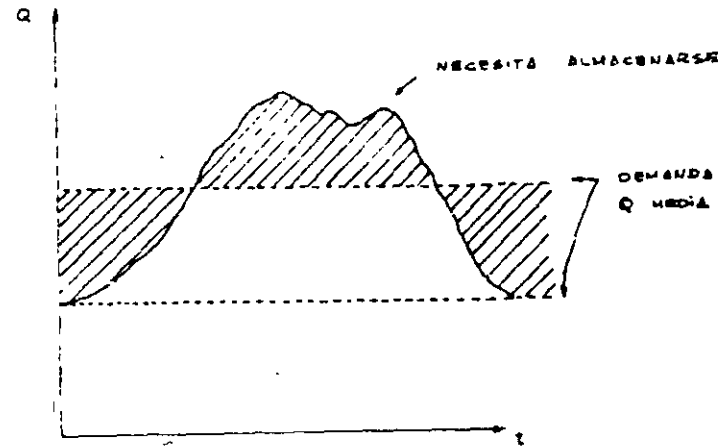
La función de la presa será:

- 1) Derivación
- 2) Carga no almacenar
- 3) Almacenamiento (queremos mantenerla llena)
- 4) Regulación (queremos mantenerla vacía)

Planta hidroeléctrica sobre la corriente
(Kaplan máxima (bulbo), mínima carga).



La selección es función del hidrograma. Para derivar no necesariamente debe usarse una presa, podemos emplear una planta de bombas.



Tipos de Cortinas

Definición. - Se entiende por cortina, una estructura que se coloca atravesada en el curso del río, como obstáculo al flujo del mismo, con objeto de formar un punto de asiento o una derivación. Tal estructura debe satisfacer las condiciones de estabilidad y ser relativamente impermeable.

Clasificación de Cortinas

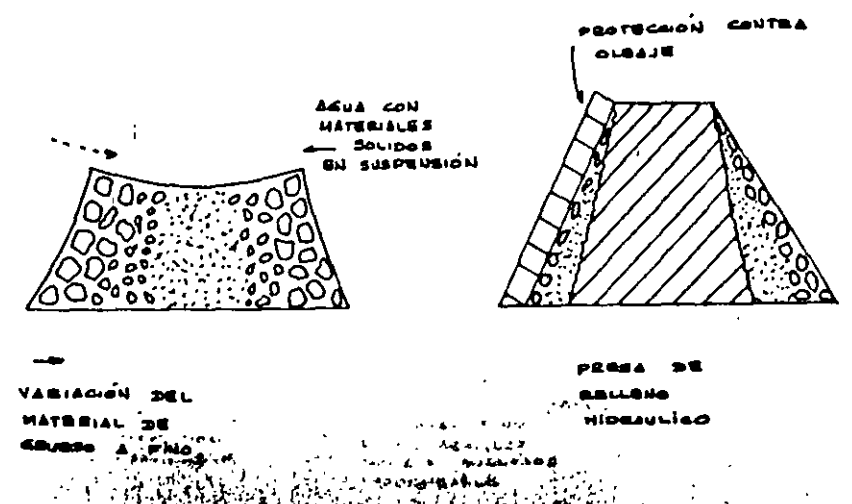
Las cortinas pueden clasificarse por referencia:

- 1.- Su altura
- 2.- Su propósito
- 3.- El tipo de construcción y los materiales que la constituyen

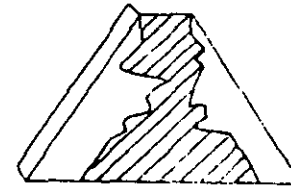
| | <u>Altura</u> | <u>Propósito</u> | <u>Tipo de construcción y materiales que la constituyen</u> | | | | | | | | |
|--|-----------------------------|---|---|--------------------------|-----------------|--------------------------|---|--------|--------|------------------------|----------------------|
| Cortinas < | Bajas $H < 30 \text{ m}$ | No vertedora | <table border="0"> <tr> <td rowspan="2" style="vertical-align: middle;">Materiales no cementados</td> <td rowspan="2" style="vertical-align: middle;">}</td> <td>Relleno Hidráulico</td> </tr> <tr> <td> <table border="0"> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding-right: 5px;">Tierra</td> <td rowspan="2" style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px;">miento</td> </tr> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding-right: 5px;">Materiales Compactados</td> <td style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px;">materiales graduados</td> </tr> </table> </td> </tr> </table> | Materiales no cementados | } | Relleno Hidráulico | <table border="0"> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding-right: 5px;">Tierra</td> <td rowspan="2" style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px;">miento</td> </tr> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding-right: 5px;">Materiales Compactados</td> <td style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px;">materiales graduados</td> </tr> </table> | Tierra | miento | Materiales Compactados | materiales graduados |
| | Materiales no cementados | } | Relleno Hidráulico | | | | | | | | |
| | | | <table border="0"> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding-right: 5px;">Tierra</td> <td rowspan="2" style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px;">miento</td> </tr> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding-right: 5px;">Materiales Compactados</td> <td style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px;">materiales graduados</td> </tr> </table> | Tierra | miento | Materiales Compactados | materiales graduados | | | | |
| Tierra | miento | | | | | | | | | | |
| Materiales Compactados | | materiales graduados | | | | | | | | | |
| Medianas $30\text{m} < H < 100\text{m}$ | Vertedora | <table border="0"> <tr> <td rowspan="2" style="vertical-align: middle;">Materiales cementados (concreto o mampostería)</td> <td rowspan="2" style="vertical-align: middle;">}</td> <td>Gravedad masiva</td> </tr> <tr> <td>Contrafuertes o Machones</td> </tr> </table> | Materiales cementados (concreto o mampostería) | } | Gravedad masiva | Contrafuertes o Machones | | | | | |
| Materiales cementados (concreto o mampostería) | } | Gravedad masiva | | | | | | | | | |
| | | Contrafuertes o Machones | | | | | | | | | |
| Altas $H > 100 \text{ m}$ | | <table border="0"> <tr> <td rowspan="2" style="vertical-align: middle;">Arco</td> <td rowspan="2" style="vertical-align: middle;">}</td> <td>Simple</td> </tr> <tr> <td>Doble curvatura (bóveda)</td> </tr> </table> | Arco | } | Simple | Doble curvatura (bóveda) | | | | | |
| Arco | } | Simple | | | | | | | | | |
| | | Doble curvatura (bóveda) | | | | | | | | | |
| | | | <table border="0"> <tr> <td>Madera</td> </tr> <tr> <td>Acero</td> </tr> <tr> <td>Mixtas</td> </tr> </table> | Madera | Acero | Mixtas | | | | | |
| Madera | | | | | | | | | | | |
| Acero | | | | | | | | | | | |
| Mixtas | | | | | | | | | | | |

| | |
|---------------|--|
| Tierra | Tierra homogénea |
| | Tierra homogénea con filtros |
| Empicamiento | Núcleo de tierra (impermeable) |
| | Pantalla de concreto o asfalto con muro de concreto o de mampostería lleno ocular. |
| Contrafuertes | Machones de cabeza redonda (N8 + 2 11) Surco de diamante en "T" |
| | Ambusen |
| | Arcos o bóvedas múltiples |
| | Machones huecos, o machones dobles, gravedad aligerada a tipo Marcello. |

Presas de relleno hidráulico. Su característica fundamental es que los materiales integrantes de la sección incluyendo los finos del corazón y los granulares relativamente gruesos de los respaldos permeables, son atacados en la cantera, conducidos a la cortina y colocados en ella por medios hidráulicos. Con la creación de un estanque en el centro del terraplén y canales de distribución que partan de los taludes exteriores.



corazón taludes 0.5:1 con valores extremos de 0.60: 1 y 0.35: 1 los exteriores se fijan (granulometría MIT).



DEFECTOS EN UNA PRESA
DE ROLLOS HIDRÁULICO

El método constructivo es muy ingenioso, pero se ha dejado de utilizar por las siguientes desventajas:

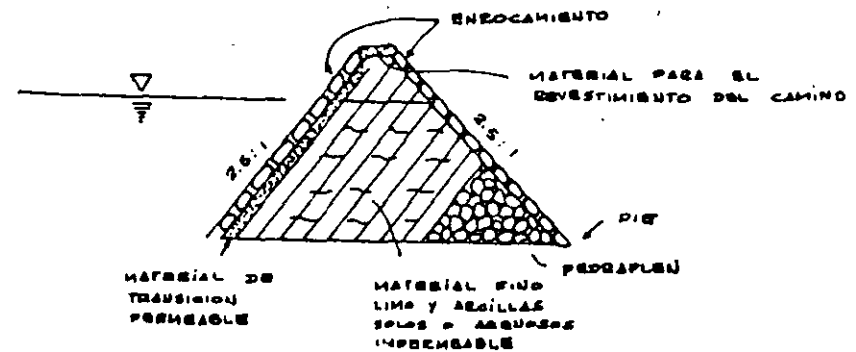
- 1) El material se coloca en estado suelto, por lo cual la resistencia al corte es baja y tanto la compresibilidad como la susceptibilidad a la licuación son altas.
- 2) Su volumen es mayor con relación a las de materiales compactados.

Presas de Materiales compactados

Las especificaciones de presas en construcción desde 1970, disponen que las zonas de grava y arena o enrocamientos con partículas de tamaño menor de 33cm., se coloquen en capas de 50m. de espesor y se compacten con rodillo liso vibratorio de 10 ton. ¿interacción?

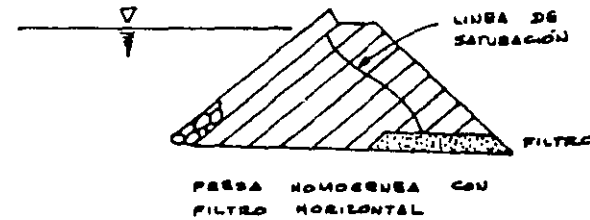
Presa de Tierra Homogénea

Construida casi exclusivamente con tierra compactada, tiene por lo menos una protección contra oleaje en el talud de agua arriba (siglo pasado).

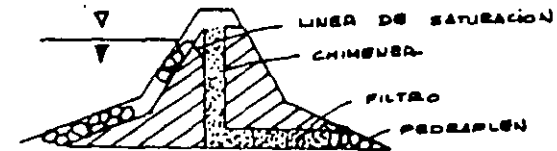


Presa homogénea con filtros

Con objeto de que el flujo de agua a través de la masa de tierra no intercepte el talud de agua abajo, la versión moderna de la presa homogénea es la que se muestra en la fig. Tiene en la base del terraplén un filtro formado con arena bien graduada; el espesor y la longitud de este elemento son cuantificables mediante estudios de flujo en la masa de tierra.



Cuando los materiales que se usan en la cortina son sensibles al agrietamiento y la presa se cimenta sobre suelos de grietas o existen otras razones para prever la formación de grietas en el terraplén, se ha inclinado en él un dren vertical o chimenea que se conecta a un filtro horizontal, o bien a un sistema de drenes alojados en la cimentación. Se interceptan así las grietas transversales a la cortina, y el agua que puede circular por ellas es conducida por los drenes aguas abajo, sin correr el riesgo de una peligrosa tubificación en la masa de tierra.



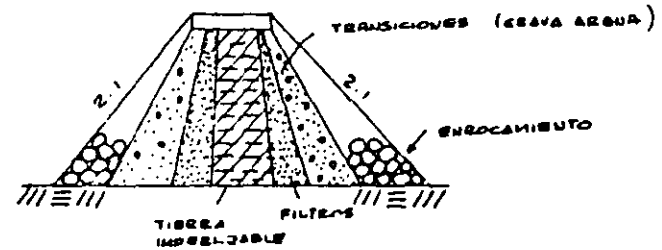
Una condición de trabajo importante en las presas homogéneas es el "vacío rápido". La acción tiene lugar en el talud de aguas arriba (disipación de la presión de poro).

En épocas recientes se ha recurrido a la colocación de filtros en el interior de la masa próximos al paramento mojado, para reducir las fuerzas de filtración en dicho talud.

Ej. Presa Abelardo Rodríguez, son, río Sonora (1948)

Presas de materiales graduados

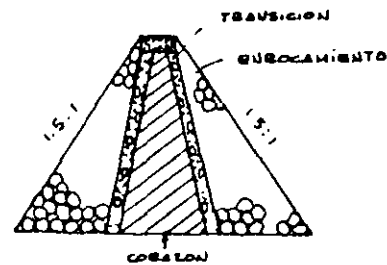
Se ha dado este nombre a las presas en que los materiales se distribuyen en forma gradual, de los suelos finos en el corazón, pasando por los filtros y transiciones a los enrocamientos, en los que se trata de colocar el material respetando la misma idea.



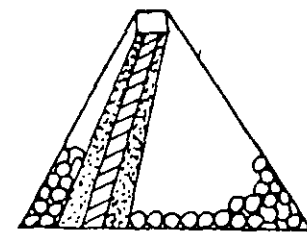
Ejemp. Tetzamalicóyotl (Malpaso) 136.30m, 1964

Presas de enrocamiento

Las masas de roca en estas presas son voluminosas comparadas con el corazón impermeable. Este puede ocupar la parte central o bien ser inclinado hacia aguas abajo. Se prefiere dicha forma por su facilidad de construcción, pues disminuyen las interferencias del tránsito de equipo dentro de la cortina, y en algunos casos se adapta mejor a las condiciones climáticas del lugar. Debe tenerse presente que la roca puede colocarse en época de lluvia o nieve, mientras que ese trabajo es prácticamente imposible en el corazón.



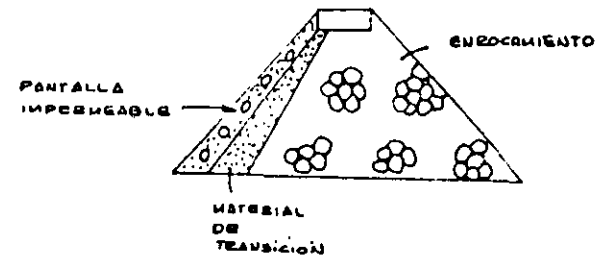
PRESA DE ENROCAMIENTO
CON CORAZÓN VERTICAL



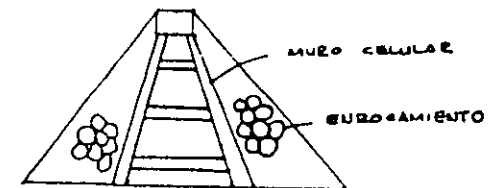
PRESA DE ENROCAMIENTO
CON CORAZÓN INCLINADO

Un caso límite de este tipo es la presa de enrocamiento con pantalla impermeable, sea de concreto o asfalto, en el paramento Mojada.

Ejen. Anchicaya, Colombia
Raxhimay, Hgo.



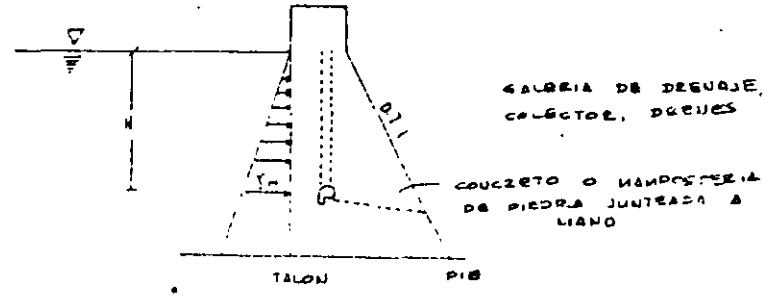
También se han construido estructuras con un muro de mampostería o concreto lleno o celular, al centro.



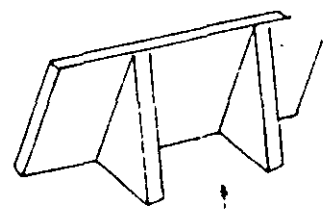
Un problema típico de las primeras es la junta de la pantalla con la cimentación y empotramiento. Los asentamientos diferenciales son causa de roturas en la unión y por tanto de filtraciones. Por razones similares los muros interiores sufren fraguamiento y acusan filtraciones.

Presas de gravedad masiva

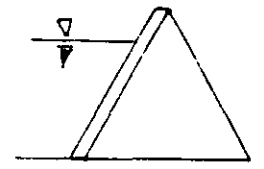
Resisten a las fuerzas impuestas, principalmente por el propio peso de ellas mismas.



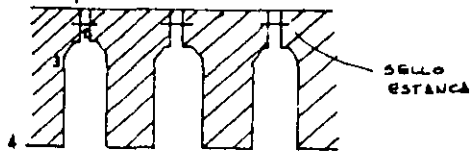
Presas de contrafuertes



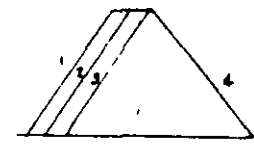
TRANSMITEN LAS CARGAS A LA CIMENTACION A TRAVES DE PLANOS VERTICALES



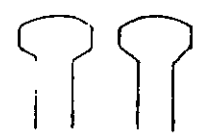
LA SUMA DE LOS TALUDES SON DEL ORDEN DE 0.8:1 A 1:1



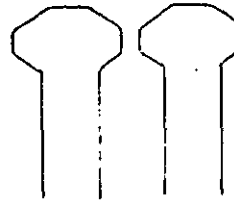
TIPO PRIMITIVO



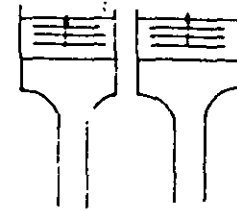
MOCHONES DE CABEZA REDONDA



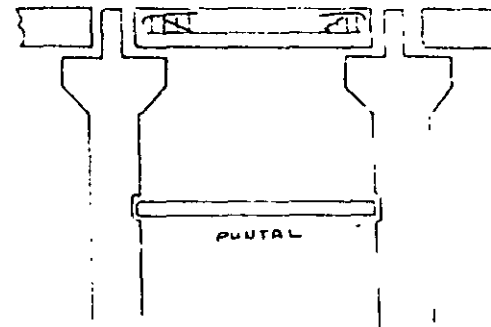
Cabeza de Diamante



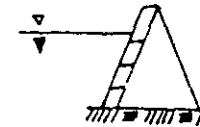
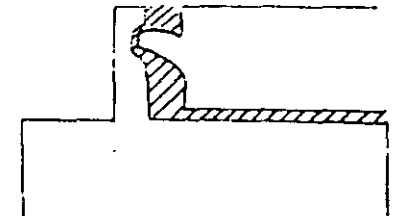
Machón en "T"



Indicados. Son aptos para adaptar los arcos a los movimientos diferenciales.



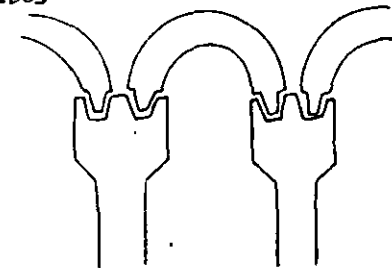
Clave de colado



Arcos múltiples

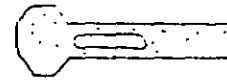
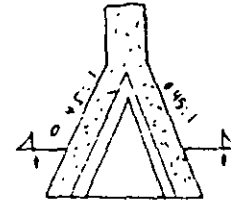
La cornisa es continua o, al menos, articulada en los arranques de los arcos.

CASCARONES CILINDRICOS
INCLINADOS APOYADOS
EN MACHONES

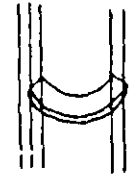
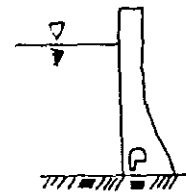
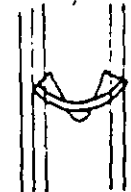
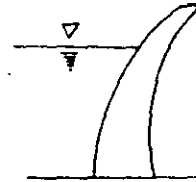


Presas tipo Marsella

(Macrones huecos, machones dobles o gravedad aligerada)

Presas de Arco

Estructura curva masiva, de concreto o mampostería, con convexidad hacia aguas arriba. La cual adquiere la mayor parte de su estabilidad al transmitir las cargas, por acción de arco, a las superficies de la cimentación.

Arco SimpleArco Móveda

Son estructuras de gran liberestaticidad, y el diseño final, cuando son de importancia, casi siempre requiere la comprobación de sus condiciones de trabajo, mediante modelos.

Selección del tipo de Cortina

Generalidades

La determinación del tipo de cortina más conveniente para un sitio determinado, involucra la consideración de muchos factores; con frecuencia, se requiere la elaboración de diseños de más de un tipo, con objeto de estimar costos y determinar el que se usará en el diseño final.

En este capítulo, se supondrá que se dispone de todos los datos para diseñar una cortina:

- a) Niveles de operación en el vaso
- b) Capacidad para la obra u obras de Toma
- c) Estudio de avenidas para el desvío y la obra de excedencias
- d) Curva de áreas capacidades elevaciones del vaso
- e) Datos topográficos
- f) Datos geológicos
- g) Estudios geotécnicos del sitio
- h) Localización de bancos de material
- i) Acceso al sitio de la cortina.

Los factores que generalmente tienen importancia en la determinación del tipo de cortina son los siguientes:

- | | |
|--------------------------|--|
| 1) Condiciones del sitio | Topografía Geología y condiciones de cimentación Disponibilidad de materiales Disponibilidad de mano de obra Acceso al sitio |
| 2) Factores hidráulicos | Influencia del vertedor Influencia del desvío Obra de toma |

- 3) Condiciones Climáticas
- 4) Operación del embalse
- 5) Tránsito

Condiciones del Sitio

Topografía

La topografía a la que nos da los primeros indicios del tipo de cortina. Un arroyo estrecho fluyendo entre acantilados de rocas, sugerirá una presa de concreto vertedora. Los valles amplios indicarán una presa de tierra con vertedor separado. El principio general es la adaptación a las condiciones naturales. La localización del vertedor se verá grandemente influida por la topografía.

•Presas de tierra y materiales graduados

En general no se utilizan en gargantas profundas, con laderas extremadamente pronunciadas. Esto se debe principalmente a la falta de material, los requerimientos de control del flujo en el desvío, la secuencia de construcción y la gran conveniencia de las presas de concreto en estas condiciones.

Los valles amplios generalmente indican presas de materiales graduados. Entre estas dos topografías extremas los otros tipos de presas de tierra son aceptadas.

Los valles angostos pueden influir en la selección del tipo a través de el espacio disponible para construcción. La topografía montañosa influye en la limitación de material; además, la topografía determina la posición del eje, lo cual influye en el tipo de cortina.

Presas de enrocamiento

Estas presas son adecuadas en terrenos montañosos o valles profundos donde escasea el material impermeable. La topografía en la cual la roca está cercana a la superficie puede hacer a una presa de enrocamiento económica.

Los cañones angostos presentan condiciones adecuadas para un enrocamiento con corazón central, delgado debido a las altas presiones de poro en la cimentación

Los cañones con laderas pronunciadas pueden provocar problemas de asentamientos para un entrocamiento de corazón y sería mejor construir una presa de concreto.

Las presas de entrocamiento con pantalla pueden tener algunas ventajas sobre los de corazón; Son más seguros contra el deslizamiento por vaciado rápido; la losa puede hacerse con el material cercano; puede vaciarse, si el depósito lo permite, una vez al año para revisarse; las subpresiones no presentan problemas; la pantalla puede colarse después de colocado el entrocamiento; la pantalla puede repararse.

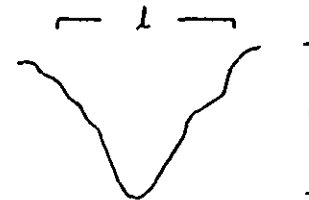
Los corazones inclinados resisten mejor la acción de sismos que los de corazón central.

Una desventaja de los de pantalla es que se ven afectados por el interperismo. Esto los puede excluir en depósito para bombeo donde se tienen vaciados rápidos continuamente.

Presas de gravedad masivas

Son adecuadas para sitios amplios en los que el cañón tenga un piso más o menos uniforme. La uniformidad de la altura de los bloques reduce la tendencia de giro transmitida por las llaves de juntas entre bloques adyacentes. Este giro se debe a la deflexión diferencial de bloques adyacentes debido a la diferencia de altura.

Una presa de gravedad ha provado ser más económica cuando la relación L/H también se utilizan cuando la localización en planta es en línea quebrada.



Presas de contrafuerte

Son aptas para una gran cantidad de formas de cañón y anchuras, el cañón más adecuado es el de laderas suaves. Estas condiciones permiten conexiones más favorables entre el cañón y la presa. Para sitios amplios una presa de contrafuertes requeriría menos material que uno de gravedad masiva.

Presas de Arco

a) Relación longitud altura

Uno de los primeros factores que determinen la conveniencia de un sitio para una presa de arco es la relación $4H$.

Idealmente la relación debe ser pequeña (1.0 o menor) para el uso de una presa de arco delgado o arco bóveda.

En algunos casos pueden utilizarse presas de arco de tipo gravedad o gravedad simétricas. Algunos proyectistas consideran la posibilidad de un arco en sitios con $4H$ hasta de 10.

La reducción de la transmisibilidad de carga, sea transmitida acción verticalmente a la cimentación por acción de constituir. Esto implica mayores espesores (arco grueso, arco gravedad), aproximándose a una presa de tipo gravedad.

El uso de formas elípticas de arco, para incrementar la rigidez y la capacidad de transmisión se carga a los arcos largos, reduce los espesores e incrementa la relación l/h en la cual los arcos son favorables

| | |
|----------------|------------------------------|
| $l/h < 4$ | Arco delgado arco bóveda |
| $Hc \ 1/H < 7$ | Arco grueso Arco gravedad |
| $l/H > 7$ | gravedad contrafuertes |

b) La forma del cañón

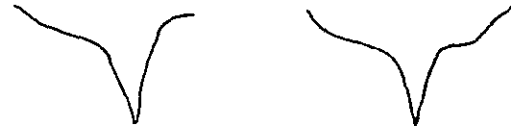
Los valles en V son generalmente más favorables para el diseño de un arco que los valles en U. Los valles en V requieren menos volumen de concreto, y la distribución de esfuerzos es mejor diluido al alto porcentaje de carga que es transmitido por acción de arco en la parte baja. (se ha construido en las 2 formas de valles).

Las boquillas simétricas son preferibles a las asimétricas en la cual puede ser más económico otro tipo de estructura.

| | |
|------------|---|
| Valle en V | cortina de arco con centros de curvatura variable |
| Valle en U | cortina de arco con centro de curvatura etc. |

Combinación de presas de arco con tangentes de gravedad

Esta combinación de arcos con tangentes de gravedad o con espolones (bloques enclavados) debe considerarse donde la porción superior de un sitio que sería favorable para una presa de arco es asimétrica o con pendientes muy suaves.



El espolón se puede utilizar en el lado largo de una sección asimétrica con el fin de dar simetría y una mejor distribución de esfuerzos.

Se pueden introducir espolones en ambos lados para cerrar la boquilla. En adición al espolón, es necesaria la construcción de una pequeña presa adique para conectar con la formación relativamente más impermeable para formar una barrera al agua.

Cortinas mixtas de tierra y de concreto

Las presas mixtas utilizan las ventajas de ambos tipos de cortinas, Tierra y concreto.

Generalmente están constituidas de secciones de gravedad o contrafuertes en combinación con presas de tierra y enrocamiento. La porción de concreto incorpora la habilidad de pasar el flujo de agua sobre o a través de la sección durante la construcción y del uso de materiales locales.

La topografía es la principal causa de seleccionar de una cortina mixta. La topografía para este tipo de cortinas se encuentra asociada a valles amplios o en terrenos donde se combinan valles y montañas, pero rara vez con terrenos montañosos por sí mismos.

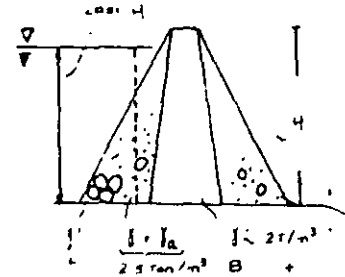
Amplios valles y sitios adyacentes con terrenos montañosos a menudo deben calcularse para gastos grandes. Estos gastos no reseratan problemas de desvío si únicamente se consideran una presa de tierra. La capacidad requerida del túnel y la gran longitud del vertedor necesaria a menudo hacen el proyecto imposible desde el punto de vista económico. Sin embargo, si se utiliza una sección de gravedad o de contrafuertes, el proyecto se convierte económico.

Geología y condiciones de cimentación

La presa requiere impermeabilidad y resistencia.

Desde el punto de vista de transmisión de esfuerzos a la cimentación se tiene

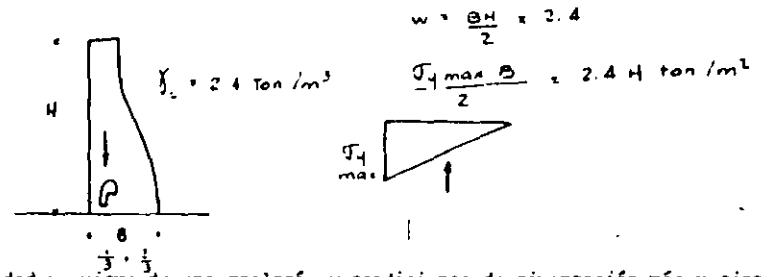
a) Presas de tierras y enrocamientos



$$w = \frac{\rho H}{2} \cdot 2 = \rho \cdot H$$

$$\bar{\sigma}_y = \frac{\rho H}{2} = 4 \text{ ton/m}^2$$

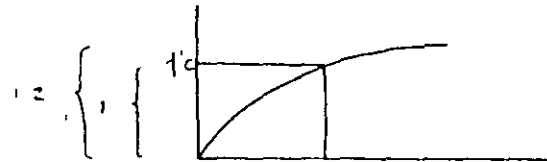
b) Si es de gravedad



$$w = \frac{\rho H}{2} = 2.4$$

$$\frac{\sigma_{y \max} B}{2} = 2.4 H \text{ ton/m}^2$$

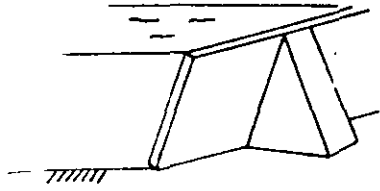
La de gravedad requiere de una geología y condiciones de cimentación más resistentes que la de tierra.



El concreto menos resistente que se fabrica comercialmente es de 100 kg/cm² a los 28 días, es muy resistente para los esfuerzos que se van a producir. Como no se pueden bajar la calidad del concreto, podemos pensar en una reducción del volumen y así caemos en una presa aligerada o de gravedad.

c) Si es de contrafuerte

$a' = \frac{a}{k}$; $k = 5$ para el ejemplo.



Un machón

Contrafuerte Agua

$$W = \frac{B \times H}{2} \times 2.4 \times 0.2 + \frac{B \times H}{2} \times 1.00$$

$$0.2 \max B = \frac{BH}{2} \times 0.48 + \frac{BH}{2} \times 1.00$$

$$\sigma_y \max x = 7.40 H \text{ ton/m}^2$$

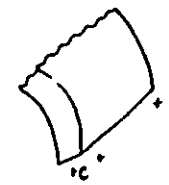
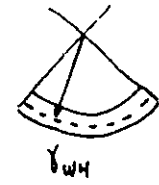
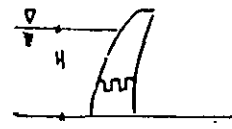
$$\sigma \max = 74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.2 y \max = 0.48 H + H$$

$$y \max = \frac{1.48 H}{0.2} = 7.4 H$$

⇒ Roca de mejor calidad

d) Si es de arco



d fH = p d A cos d

d fV = p d A Sin d

Las de d f H se equilibran entre sí : $\int_0^{\pi} \cos d p d A = 0$

En cambio se las d FV se suman:

$$P \int_0^{\pi} \sin \alpha dA = 2C = 2\sigma \times 1 \times e$$

$$P \int_0^{\pi} \sin \alpha dA = P \int_0^{\pi} \sin \alpha R d\alpha$$

$$PR \int_0^{\pi} \sin \alpha d\alpha = -PR [\cos \alpha]_0^{\pi} = 2R$$

$$2SP = 2e$$

$$P = \frac{PR}{\sigma}$$

es del orden de la resistencia última del concreto con cierto FS

$$e = \frac{PR}{\sigma}$$

Vamos a tratar la forma de la presa (Cascarones). En membranas, mientras más delgadas mejor, por tanto necesitaremos concretos de alta resistencia.

En este caso necesitaremos una geología muy buena en las laderas.

Resumen

Exigencias de calidad
geológica más elevado

Materiales sueltos

Gravedad

Contrafuertes

Arcos

Las condiciones de una cimentación dependerán, además de las características geológicas y espesores de los estratos que soportarán el peso de la presa, de su inclinación, permeabilidad, y relación con los estratos subyacentes, fallas existentes y fisuras.

Las diferentes condiciones de cimentación conveniente encontradas son:

1. Cimentación de roca sólida; debido a su alta capacidad de carga y resistencia a la erosión e impermeabilidad, ofrecen pocas restricciones al tipo de

cortina. Comúnmente es necesario remover la roca intemperizada y el sellado de las fracturas por inyección

2. Cimentaciones en grava, si está bien compactada, es adecuada para una presa de tierra, enrocamiento, y cortinas de gravedad pequeñas. Esta cimentación sufre de graves filtraciones.
3. Cimentaciones en limos o arenas finas. Pueden emplearse para soportar presas pequeñas de gravedad así como de tierra con diseños apropiados, pero no son aptas para presas de enrocamiento. El principal problema son los asentamientos, la prevención de la sulfatación, pérdidas excesivas por filtraciones, y la protección del pie hacia aguas abajo contra la erosión.
4. Cimentaciones en arcillas. Pueden usarse para soportar cortinas de tierra pero requieren tratamientos especiales. No son aptas para presas de concreto o de enrocamiento.

Si requieren pruebas de los materiales de cimentación en su estado natural, para determinar las características de consolidación y su habilidad para soportar cargas impuestas.

Presas de gravedad

a) Materiales de cimentación

Con cualquier clase de material de cimentación es bueno para una cortina de gravedad de menos de 15 m. de altura, siempre y cuando se hayan pruebas para determinar la capacidad y las características de consolidación.

Roca densa y sana se necesita para presas más altas.

Los materiales que se descomponen o se deterioran cuando quedan expuestos al agua atmosférica o presión son dudosos y hay que estudiarlos.

b) Deformabilidad de la cimentación

No es de gran consideración en el diseño cuando son rocas. Si las juntas de contracción se inyectan, y son grandes las deformaciones de la cimentación y de las laderas se pueden producir concentraciones de esfuerzos indeseables. En esta cimentación que no sea roca, los asentamientos y las características de deformabilidad

deberán investigarse

- c) Resistencia de la cimentación. La capacidad de carga y la resistencia al corte son muy importantes. Si la resistencia es baja, involucra un aumento de volumen de concreto para reducir esfuerzos.
- d) Permeabilidad. Generalmente se utilizan pantallas de lechada y sistemas de drenes en cimentaciones rocosas para reducir filtraciones y subpresiones en la base. Las subpresiones son muy importantes en la estabilidad de la cortina y pueden ser la causa del aumento de espesor.

Presas de contrafuertes

Deben considerarse solamente cuando existen cimentaciones rocosas sin embargo presas pequeñas pueden construirse sobre roca pobre o cimentaciones de tierra si se tienen mechones con zapatas para reducir las presiones a la cimentación.

Los contrafuertes con losas (Ambursen) y machones de cabezas son más adaptables a pequeños asentamientos diferenciales.

Los contrafuertes tiene una ventaja sobre los de gravedad donde hay fuertes subpresiones. La subpresión entre manchones se disipa y la remanente debajo del machón es despreciable en la estabilidad de la cortina. Sin embargo se requiere una cimentación relativamente impermeable, ya que es posible que ocurran fuertes pérdidas excesivo de agua por la comparativamente corta ruta que el agua debe recorrer bajo la angosta presa.

Presas de Arco

a) Material de cimentación

Es esencial roca muy competente. Roca intemperizable no es apta para este tipo de cortina. Si existen pequeños depósitos de material indeseable, la cimentación puede ser buena si los depósitos son pequeños y no siguen la línea de contacto. Algunas veces resulta adecuado removerlos y sustituirlos por concreto.

b) Deformabilidad de la cimentación

Es muy importante en la distribución de esfuerzos. Un módulo de elasticidad un poco menor que el del concreto es el más deseable para un arco de concreto. Si se incrementa la deformabilidad se requieren mayores volúmenes de concreto en -

los contactos. Zonas en la cimentación con altos módulos de elasticidad pueden originar concentraciones de esfuerzos cerca de los contactos.

c) Resistencia de la cimentación. Una cimentación poco resistente involucrará - aumento de espesor para reducir presiones.

d) Discontinuidades en la cimentación

Fallas, juntas, foliación y no homogeneidad existente en la mayoría de las cimentaciones rocosas, su frecuencia, dimensiones, continuidad y orientación son factores importantes en la cimentación de cualquier tipo de presa.

Una falla activa elimina la posibilidad de una presa de arco. Una falla inactiva puede excavarse y rellenarse con concreto. Las juntas no afectan siempre que su orientación y resistencia al corte mantengan factores de seguridad adecuados contra el deslizamiento. Zonas débiles pequeñas pueden evitarse por acción de puente de la estructura.

c) Permeabilidad Ya que una presa de arco no depende de su peso para dar estabilidad, el desarrollo de subpresiones en la base no son críticas para la estabilidad.

- Combinación de arcos con tangentes de gravedad.

Las condiciones insatisfactorias de cimentación en las partes altas para una presa de arco pueden ser aptas para este tipo de cortinas.

- Cortinas mixtas En el caso de que la sección de un río en un río amplio posea una cimentación en roca competente cercana a la superficie y la carga se incrementa hacia los lados, una presa mixta es la adecuada.

G e o l o g í a

Problemas geológicos en Presas

Eventos recientes han enfatizado la necesidad de ampliar las investigaciones para presas a los embalses. Por ejemplo, en 1963 un deslizamiento en el vaso de la presa Vaiont en Italia, generó una inmensa ola de agua que sobrepasó a la presa de arco más alta en el mundo. Esta ola se elevó 238m. sobre el nivel del embalse. Sorprendentemente, la presa soportó la sobre presión a que se vió sujeta; sin embargo, la ola continuó hacia aguas abajo y se estima que ocasionó 2,500 muertes en el pueblo de Longarone. En 60 seg. el embalse de Vaiont fue penetrado por más de 239 millones de m³ de tierra y roca deslizada con una extensión desde el pie de la cortina hacia aguas arriba de 1.61 Km.

Tres cualidades distinguen a las presas de otras obras de Ingeniería:

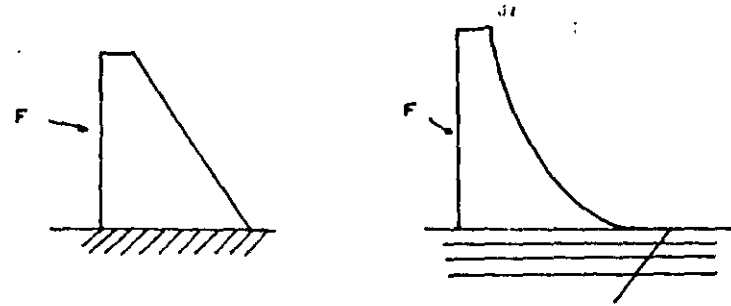
- 1) Acumulación de grandes masas de materiales de edificación y de agua en un área limitada de la superficie terrestre y, por tanto, presiones sumamente pesadas sobre la cimentación.
- 2) Influencia destructora del agua en el embalse, sobre la cimentación y sobre la estructura misma, lo que puede producir filtraciones, erosión o rotura.
- 3) Emplazamiento en un valle.

Por lo tanto, las presas dependen de las condiciones de los alrededores, particularmente de la geología del sitio.

Problemas de la Cimentación

-Deslizamiento de la cortina por acción de cargas.

Deberá prestarse atención especial a las rocas estratificadas de la cimentación, - tales como las pizarras, limolitas, lutitas, arcillas y algunos esquistos y areniscas arcillosas. Los basaltos que usualmente contienen zonas de cenizas plásticas, también pueden ser críticos en este aspecto.



-Deslizamiento de la cortina por la acción del agua en rocas estratificadas.

La acción del agua sobre la roca estratificada de la cimentación de la presa es triple:

- 1) El agua lubrica la superficie de rocas secas y disminuye el coeficiente de fricción entre ellas (excepto, aparentemente con el cuarzo).
- 2) El agua que se mueve entre los estratos no solamente disuelve el material de cimentación, sino que lo erosiona por una acción puramente mecánica, aumentando de este modo el volumen de las aberturas y formando cavernas.
- 3) La presión de poro tiende a elevar los estratos de roca y a la misma presa, disminuyendo la resistencia al corte de la roca, sin que se modifique el coeficiente de fricción de la misma.

- Asentamientos

La presa sufrirá asentamientos debido a su peso propio y al efecto del embalse y los azolves.

- Estribos

Se llama estribo a la porción de la presa en contacto con la laderas. El material de cimentación deberá ser resistente a la desintegración y a la erosión. La prueba de descascarillado es inevitable y necesaria para todos los casos de materiales sospechosos de los estribos, particularmente de rocas arcillosas y conglomeradas.

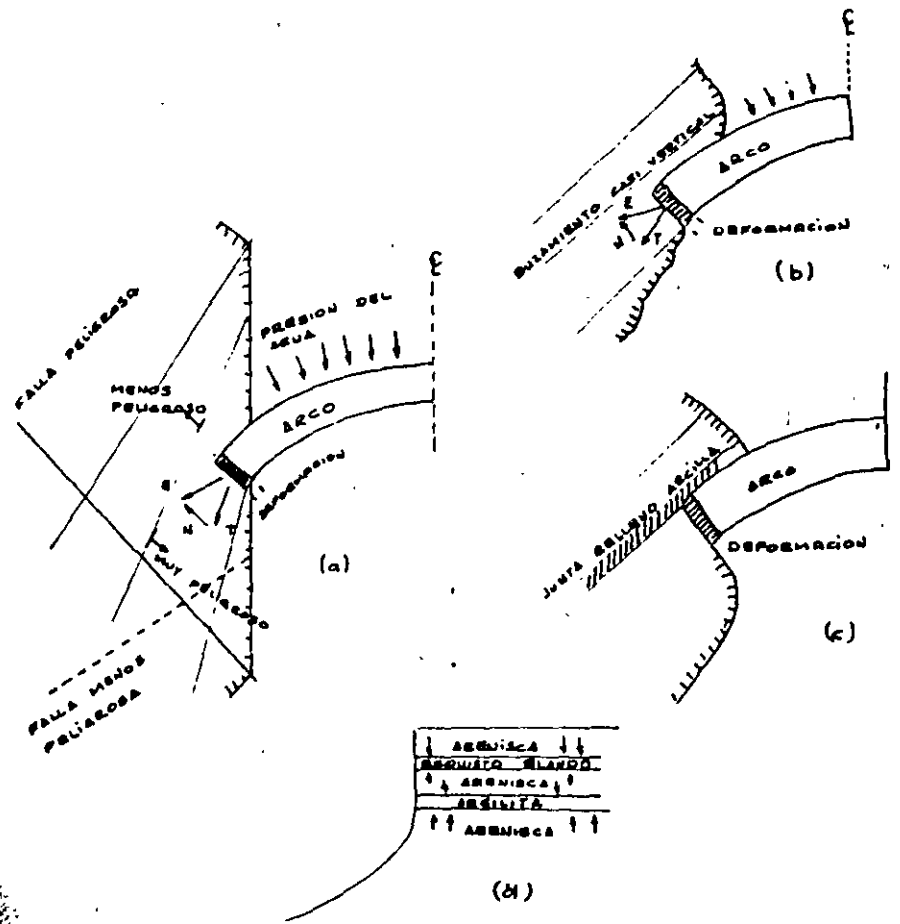
Los estribos construidos sobre tales materiales se secan durante largos periodos de exposición al aire, como en regiones áridas y semiáridas, y luego se saturan por el agua del embalse, pueden poner en peligro la estabilidad de la presa.

Para evitar el peligro, se recomienda su eliminación hasta la roca firme donde la humedad nunca se seca completamente, y las superficies obtenidas deberán protegerse hasta que se coloque el concreto. Esta protección puede llevarse a cabo por varios métodos, como la protección con gunita, concreto lanzado, emulsiones de asfalto, o dejando en el lugar una capa protectora de roca (de 15 a 30 cm de espesor), que se retira inmediatamente antes de colocar el concreto.

La estabilidad de las laderas del valle donde tengan que construirse los estribos pueden conducir a otra dificultad. Tal es el caso de rocas de baja resistencia al corte, como por ejemplo algunas pizarras y lutitas. Si los estribos se construyen colocando concreto sobre escalones excavados en la roca, se recomienda que estos sean de una altura razonable determinada mediante ensayos a gran escala y que el concreto se vaya vertiendo en las excavaciones siguiendo un orden ascendente y tan pronto como sea posible después de exponer la roca al aire, con el fin de asegurar la adherencia entre el concreto y la roca fresca. Algunas veces, el buzamiento de las capas es suficiente para producir que la roca del estribo sea inestable cuando se excava, especialmente si se secava aunque sea ligeramente.

Dichas rocas tendrán que eliminarse o, como se hace algunas veces, anclarse a la roca estable subyacente. Puede conseguirse un buen resultado perforando agujeros a través de los estratos sueltos dentro de las capas subyacentes y encajando bulones en la roca, o alguna otra forma de anclaje de acero dentro de los agujeros. En una presa cerca de Ketchikan, Alaska, dichos estratos sueltos fueron apuntalados con vigas H de acero, que se dejaron en su lugar cuando se vertió la masa principal de concreto. Otro tipo de inestabilidad del estribo resulta del aligeramiento de presión a causa de la excavación. En este caso, puede soltarse la roca superior adyacente y caer dentro de la excavación. Corrientemente, el movimiento de deslizamiento es lo bastante lento (testigo de veso) para permitir que el concreto sea vertido antes de que ocurra un deslizamiento mayor. Se ha visto que estos fenómenos ocurren después de la construcción de la presa y producen movimiento de los estratos aguas abajo (instrumentación).

Los problemas de estribos de presas de arco son de una importancia particular. La roca que tiene que aguantar el empuje del arco, deberá ser lo bastante fuerte para resistir la presión sin ser aplastada y deberá ser resistente a la acción de las fuerzas de corte, que inevitablemente se desarrollan en la roca. Las rocas intersectadas por juntas y fallas pueden ceder fácilmente bajo esfuerzos constantes. En relación con esto, la presencia de juntas y fisuras aproximadamente paralelas a la dirección del empuje puede ser peligrosa, especialmente si las fisuras están en el lado de aguas abajo del estribo. En estos casos, es obligación del geólogo determinar si el sistema de fisuras se desarrollan hacia la superficie espuesta de la roca o hacia la parte principal de la lámina; en el último caso, el estribo no estará sujeto a movimiento.





El bloque (b) se comprime por la fuerza T, cuanto más pequeño es el módulo de elasticidad de la roca, más grande es la deformación de la roca del estrato. Además de la compresión, el bloque en cuestión tiende a abrirse lateralmente y cuanto más grande es el módulo de Poisson de la roca ($\nu = E'/E$), es mayor la tendencia a expansión lateral. Si hay una capa de bola llana de arcilla, se comprimirá lateralmente por la expansión del bloque y la deformación del bloque será mayor (c). Cuanto mayor es la deformación del bloque será mayor (c). Cuanto mayor es la deformación más fuerte es el empuje; desde el centro del arco. Esta presión puede finalmente producir fisuras, diluidas a los esfuerzos. Una saturación análoga sobreviene cuando los estratos son aproximadamente horizontales y existen materiales blandos intercalados entre capas más duras (d)

-Sección del cauce

El problema común en la sección del cauce o canal en el emplazamiento, es determinar la profundidad del material no apropiado para eliminarlo. Esto se hace corrientemente por perforación exploratoria, algunas veces combinada con métodos geofísicos. Sin embargo, estos últimos tienen que emplearse con mucha precaución si se sospecha que el relleno del canal contiene numerosos canales fósiles grandes, entrecruzados o estrechos, gargantas o pozos fósiles. La existencia de gargantas estrechas no puede descubrirse ni aún con sondeos.

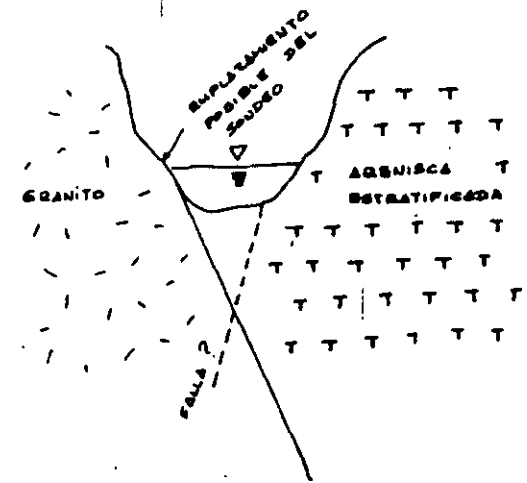
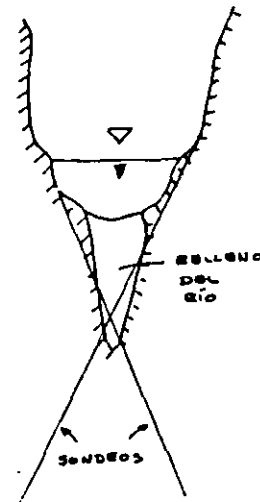
Se puede esperar encontrar gargantas enterradas en terrenos montañosos abruptos, de edad geológica relativamente joven o en cañones de paredes escarpadas con topografía modificada de edad geológica muy antigua. También cualquier región que haya experimentado una glaciación intensa en épocas pasadas puede tener ocultas gargantas enterradas. Por otra parte, en un país de llanuras extensas, tal como el oeste medio de los E.U., son comunes los canales enterrados extensos.

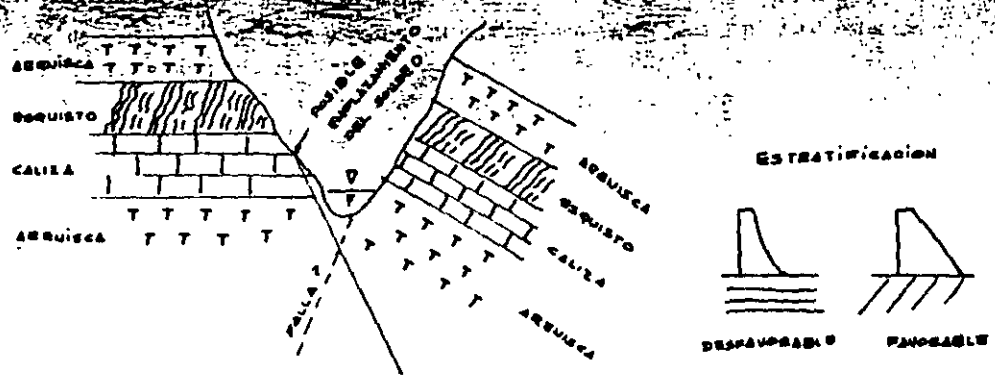
En un valle del río, siempre se sospechará que oculta una falla. Corrientemente cuando un río tiende a seguir su camino a través de una cadena montañosa, a menudo se ve que el material blando de una zona de falla, proporciona, el camino más sencillo. Si el tipo de roca sobre el estribo de una presa es considerablemente diferente de la roca sobre el otro estribo, es posible que la razón esté en una falla existente en el centro del valle.

30

Sin embargo, pueden ocurrir situaciones similares a causa de las intrusiones igneas en las capas sedimentarias o metamórficas. La zona de contacto de tales intrusiones deberá examinarse por medio de perforaciones. Muy a menudo esta zona de contacto contiene material blando, muy alterado, no apropiado para cimientos de una presa y muy permeable. Los cambios abruptos en el buzamiento de los estratos de un lado del valle a otro pueden indicar una falla. Deberá investigarse cuidadosamente cualquier cambio anormal en el buzamiento, rumbo o en el tipo de roca de uno y otro estribo de la presa.

Para localizar las fallas a zonas de contacto bajo el lecho de un río, el método más efectivo es la perforación de sondeos en ángulo oblicua. En valles de ríos estrechos, esto evitará perforar desde la superficie del agua con la ayuda de barcazas o puentes. Para ríos anchos quizás haya necesidad de recurrir a la perforación con barcazas u otros aparatos.





Problemas en el embalse

En un embalse es necesario tomar en cuenta los siguientes posibles problemas:

1. Filtraciones
2. Deslizamientos en la periferia
3. Fallas activas, sismicidad y deformaciones tectónicas contemporáneas.
4. Hundimientos del terreno.

Filtraciones

Cuando se detiene el agua por medio de una obstáculo, tal como una presa, existe una masa de agua del depósito que escapa por debajo y alrededor de la membrana. Este fenómeno normal se llama escape, que es preciso distinguirlo de la filtración. Esta última es un escape de agua anormalmente grande desde el depósito a través de fisuras y aberturas de la roca.

Es corriente encontrar canales enterrados (cauces fósiles). Dichos canales son superficies profundamente erosionadas en la roca que deben su origen a antiguas corrientes que fueron llenadas con lo que puede ser un material altamente permeable. En terreno glacial, siempre deberán buscarse dichos canales, particularmente cuando la topografía de la superficie pueda dar poco o ningún indicio para su localización subterránea. Es muy común encontrar dichos canales en las grandes llanuras del oeste medio de los E.U. corrientemente su presencia se debe a las variaciones de viejas corrientes producidas por aguas glaciares desaparecidas. En algunos terrenos glaciales, los cauces enterrados se formaron por los grandes avances y retroce-

32

Los de los glaciares y los canales actuales pueden tener poca o ninguna relación con dichos efectos de glaciación. Los canales enterrados también pueden formarse como captura de corrientes antiguas, cuando, por razones geológicas o topográficas las corrientes de aguas de dos ríos se reunían en uno solo y el canal deseado se llenaba con materiales del suelo acarreados por corrientes ocasionales y por la erosión superficial, dejando pocas o ninguna huella en la superficie.

La filtración puede deberse a la solubilidad del cimientó de la presa o del material del embalse, tal como la caliza, yeso o roca salina. Estas rocas se distinguen por su solubilidad cuando están mucho tiempo bajo la acción del agua, particularmente si esta contiene dióxido de carbono. Si tal acción disolvente aparece antes de la construcción del depósito (que es el caso general), acaba en la formación de cavernas, canales subterráneos y fisuras extensas interconectadas en la roca. Muy a menudo, la presencia de canales subterráneos no se aprecia a primera vista en la superficie y a veces no se puede investigar taladrando en el emplazamiento de la presa. Además, las aberturas pueden cerrarse con arcilla o materiales impermeables semejantes, pero solubles. Sin embargo, una vez lleno el embalse, los materiales arcillosos son gradualmente lavados (eliminados) y, como consecuencia, el depósito no podrá con tener agua. Los diversos métodos para cerrar dichas aberturas no suelen ser económicos, a menos que las rocas defectuosas estén debajo del cuerpo de la presa (y no el depósito) y tengan un espesor razonable o estén limitadas por rocas impermeables en ambos lados de la cuenca del depósito. Entre los métodos más eficientes se incluye el inyectado.

Las rocas no salubres, tales como el granito o areniscas, corrientemente no presentan serios problemas de filtración a menos que se hayan muy fisuradas. Las rocas ígneas o metamórficas que están muy rotas, intensamente agrietadas o muy falladas, deben investigarse muy de cerca con respecto a sus características de filtración. Dichas investigaciones incluirán ensayos Lugeón en perforaciones y excavaciones de galerías para observar directamente las fisuras de la roca.

Dichas rocas, corrientemente pueden sanarse por inyección sin gran dificultad.

Una roca de gran importancia, cuando se encuentra en un posible embalse en el basalto, incluyendo las dos variedades de colores brillantes y oscuros (y las coladas de lava). A causa del rápido enfriamiento de estas rocas durante su formación, presentan extensas grietas y fracturas, que raramente se tapanan con materiales residuales. Las galerías naturales en los basaltos pueden tener millas de longitud y hasta 4 m o más de diámetro. Una de las más grandes dificultades en el análisis

de las propiedades de filtración de un embalse que se proyecta en basalto, es que los ensayos de agua a presión pueden dar resultados completamente equivocados. Una perforación puede demostrar ser muy permeable cuando está sometida a altas presiones de agua, mientras que otro, a baja presión, puede mostrar también pérdidas de agua muy elevadas. La ausencia de defectos en la superficie no es prueba de la permeabilidad de roca. A causa de esta incertidumbre, la inyección de dichos materiales puede llegar a ser muy difícil y necesita gran número de taladros para realizarla.

Agua subterránea

Si el agua de la corriente principal en la cual se tiene que construir la presa es capa fácilmente al suelo y se junta con el flujo de agua subterránea, puede haber serias pérdidas de agua por escape. Tal es el caso cuando el agua subterránea está fluyendo de la corriente principal (es decir, el nivel freático va descendiendo y separándose de la corriente).



También, si se encuentra que existe una divisoria de agua bajo el borde del depósito y si su altura es más baja que la superficie de agua del embalse llenado, comúnmente este estará sometido a serias filtraciones.

Deberán estudiarse la presencia de fuentes en el embalse e inmediatamente agua abajo, a la aparición de agua artesisiana en los sondeos de exploración. A veces se ha creído que la existencia de un lago natural en el posible lugar del embalse indica que la cuenca de éste tendrá que ser importante. Sin embargo, esto no siempre es cierto. El incremento de la presión de una columna de agua causado por el agua del nuevo depósito, puede abrir caminos de filtración que bajo el régimen natural no existían; la formación de fango del lago natural durante un periodo de años puede haber taponado su fondo, mientras que la formación de fango en el nuevo embalse puede necesitar un tiempo considerable.

-Deslizamiento en el embalse

El perímetro del embalse se debe revisar para identificar deslizamientos potenciales que pudieran dañar la cortina, vertedor, estructuras accesorios o que pudieran crear olas de agua peligrosas o desastrosas.

Los deslizamientos pueden reducir sustancialmente la vida económica del embalse disminuyendo su capacidad de almacenamiento. Un estudio efectuado por el Departamento de Recursos Hídricos de California indica que aproximadamente el 21% del almacenaje total puede perderse en un periodo de 100 años vida del proyecto.

-Sismicidad en el embalse

Hay dos categorías de riesgos sísmicos para la presa y el vaso. El peligro de la rotura estructural debido a desplazamientos sísmicos o deformaciones y las posibilidades de daños a las estructuras por las aceleraciones a que se ven sometidas debido a las severas sacudidas del terreno. Los daños por desplazamiento pueden ocurrir si acontece un movimiento a lo largo de una falla activa durante un temblor y se encuentra localizada una estructura tal como un túnel. Los canales y ciertos tipos de generadores y bombas pueden inclinarse por las deformaciones tectónicas que ocurren en un sismo.

Una falla activa es aquella en la cual un sismo o un desplazamiento ha ocurrido en un tiempo geológico comparativamente reciente. Para propósitos de construcción de presas este periodo de tiempo se considera de 10,000 años. Se debe tomar un criterio más conservativo para la construcción de plantas nucleares.

Las siguientes evidencias sirven para clasificar a una falla activa:

1. La no rotura del terreno a lo largo de la traza de la falla o desplazamiento, de construcciones hechas por el hombre o de rasgos fisiográficos de geología reciente tales como abanicos aluviales o causes de río.
2. Recopilación de diarios y noticias o comentarios de observadores confiables, de los cuales se pueda inferir en forma razonable que la falla fue la probable fuente de un temblor histórico.
3. Un alineamiento de epicentros de temblores a lo largo de la traza de

la falla o de su proyección subsuperficial determinado por el análisis de registros de sismógrafos.

4. La formación de sales minerales o de depósitos (p.o de cenizas), a las cuales se les puede determinar su edad geológica.

Desafortunadamente, la escasez de los criterios anteriores no prueban que la distribución no pueda ocurrir.

En algunos casos, puede establecerse, mediante un mapeo geológico cuidadoso, que un plano de falla se encuentra sobreyacido por una formación entera de considerable edad y por tanto, es posible establecer en que periodo por lo menos, no ha sufrido un desplazamiento la falla. Para propósitos ingenieriles, se asume que la probabilidad de que se revivan los movimientos a lo largo de una falla que ha estado quieta en un tiempo geológico reciente es remota.

En ciertas regiones la corteza terrestre está sufriendo deformaciones, las cuales pueden o no estar acompañadas por fallas y temblores. Esta actividad tectónica que es como se le conoce, usualmente es lenta y sus efectos en las construcciones hechas por el hombre, son imperceptibles durante su vida útil. Sin embargo en el caso de ciertas maquinarias y sistemas de flujo por gravedad como canales y túneles de conducción, los movimientos tectónicos pueden causar serios problemas, se incluyen también las plantas de energía nuclear. Por lo tanto, donde grandes bombas, generadores o acueductos largos son propuestos para ser construidos en zonas tectónicamente activas, debe hacerse sin esfuerzo por medir los rangos de esfuerzos acumulados.

Las observaciones sobre los factores geológicos que influyen en la magnitud de los movimientos de tierra debido a sismos, han descubierto que los movimientos de la masa se vuelven simplificados en depósitos sedimentarios sueltos. Por tanto, los mapas geológicos deben delimitar tales formaciones y en particular deben mostrar los depósitos saturados ya que estas formaciones pueden sufrir licuaciones provocando serias consecuencias.

TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

ING. RAÚL CUÉLLAR BORJA
AUXILIAR TÉCNICO
COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD.
MAYO, 1981.

1.- ANTECEDENTES.-

EL TEMA SE DESARROLLA EN UNA SERIE DE CUADROS EN LOS QUE SE INDICAN EN FORMA CONDENSADA LOS CRITERIOS BÁSICOS QUE SE UTILIZAN ACTUALMENTE EN EL TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS EN RELACIÓN AL TRATAMIENTO DE CIMENTACIONES DE PRESAS. ALGUNOS CONCEPTOS SON VÁLIDOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES. A MODO DE COMPLEMENTAR LA INFORMACIÓN CONTENIDA EN ESOS CUADROS A CONTINUACIÓN HAREMOS UNA BREVE EXPLICACIÓN DE LOS PRINCIPALES CONCEPTOS.

2.- COMPETENCIA DE LA ROCA.-

SE REFIERE AL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MACIZO ROCOSO BAJO EL EFECTO DE LAS NUEVAS SOLICITACIONES DE CARGA (EMPUJES HIDROSTÁTICOS Y EMPUJES DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN), TANTO DURANTE LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN COMO DURANTE LA VIDA ÚTIL DE LA PRESA, PREDICHAS, DESPUÉS DE HABER ESTUDIADO Y ANALIZADO EL ESTADO ACTUAL.

(EN FUNCIÓN DE LAS SOLICITACIONES DE CARGA OCURRIDAS EN EL PASADO).

LO ANTERIOR IMPLICA LA ESTABILIDAD TOTAL DEL MACIZO ROCOSO EN TODA SU EXTENSIÓN, ASÍ COMO, LA PRESERVACIÓN DE SUS PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE MANERA QUE NO SE PRESENTE EROSIÓN FUNDAMENTALMENTE EN EL CONTACTO CORAZÓN-ROCA PARA EL CASO DE PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS, ASÍ COMO, EROSIÓN O DEGRADACIÓN DE LA ROCA POR EFECTO DE SATURACIÓN EN LAS PAREDES DE EXCAVACIONES DE ESTRUCTURAS AUXILIARES.

ADICIONAL A LOS EFECTOS DE EMPUJES HIDROSTÁTICOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN, DEBERÁN TOMARSE EN CUENTA LOS EFECTOS DINÁMICOS POR LA SISMICIDAD INDUCIDA. (LLENADO DEL EMBALSE QUE A VECES ROMPE EL EQUILIBRIO DE LA CORTEZA).

3.- PREVENCIÓN CONTRA LA EROSIÓN.-

3.1.- CONTACTO CORAZÓN-ROCA

LA PREVENCIÓN CONTRA LA EROSIÓN DEL CORAZÓN DE ARCILLA - EN EL CONTACTO CON LA ROCA SE REALIZA MEDIANTE TRATAMIENTO SUPERFICIAL SELLANDO LOS PASOS DE FILTRACIÓN DEL AGUA A TRAVÉS DE LAS DISCONTINUIDADES DE LA ROCA; FRACTURAS, FALLAS, OQUEDADES, ESTRATIFICACIÓN, UTILIZANDO:

- A.- INYECCIONES DE CONSOLIDACIÓN E IMPERMEABILIZACIÓN -- (TAPETE), EN LAS CUALES LOS BARRENOS DEBERÁN TENER -- DIRECCIÓN E INCLINACIÓN PREFERENCIAL PARA ATRAVERZAR LOS PLANOS DE DISCONTINUIDAD MÁS IMPORTANTES EN LO REFERENTE A CIRCULACIÓN DE AGUA.
- B.- RELLENO SUPERFICIAL DE LAS DISCONTINUIDADES DE LA ROCA MEDIANTE :
 - B.1.- CONCRETO DENTAL (RELLENO DE PEQUEÑAS CAVIDADES).
 - B.2.- CONCRETO DE REGULARIZACIÓN DEL TALUD
 - B.3.- MORTERO COLOCADO A MANO
 - B.4.- MORTERO O CONCRETO LANZADO. SIMPLE O ARMADO.
- C.- ANCLAJE
- D.- DRENAJE

4.- REGULARIZACIÓN DEL TALUD.-

SE REFIERE A LA CONFORMACIÓN DE UNA SUPERFICIE CONTÍNUA, MEDIANTE CORTES DE ROCA Y/O RELLENOS DE CONCRETO. AL EVITAR -- CAMBIOS BRUSCOS EN LA SUPERFICIE DE APOYO DEL CORAZÓN, SE EVITARÁ LA GENERACIÓN DE FRACTURAS DE TENSIÓN POR LA CONCENTRACIÓN DE ESFUERZOS DE COMPRESIÓN (EFECTO DE ARQUEO) FACILITÁNDOSE EL FENÓMENO DE FRACTURAMIENTO HIDRAÚLICO.

5.- ACERO DE REFUERZO EN TALUDES.-

EN ESTE CASO EL USO DE ACERO DE REFUERZO EN LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES SE REFIERE A CUALQUIER TALUD. SE PRESENTA LA DISTINCIÓN ENTRE ACERO ACTIVO Y ACERO PASIVO. EL ACERO ACTIVO CORRESPONDE AL ANCLAJE DE TENSIÓN EN EL CUAL - LA FUERZA DE ESTABILIZACIÓN PUEDE CONOCERSE POR MEDICIONES YA

SEAN DE RETENSADO O DE CELDAS DE CARGA Y EL ACERO PASIVO CORRESPONDE A ANCLAS DE FRICCIÓN EN LAS CUALES NO SE CONOCE LA FUERZA DE ESTABILIZACIÓN.

SE RECOMIENDA EL USO DE ACERO ACTIVO EN ROCA MUY FRACTURADA Y ACERO PASIVO EN ROCA SANA.

LA PROTECCIÓN ANTICORROSIVA DE LAS ANCLAS ES FUNDAMENTAL PARA GARANTIZAR UNA LARGA VIDA ÚTIL DE ESTOS ELEMENTOS.

6.- INYECCIONES DE CONSOLIDACION.-

ESTAS INYECCIONES DE CONSOLIDACIÓN SE REFIEREN AL TRATAMIENTO DE LA ROCA EN EL CONTACTO CORAZÓN-ROCA. CONOCIDAS COMO TAPETE DE CONSOLIDACIÓN E IMPERMEABILIZACIÓN, CON ESTE TRATAMIENTO SE OBTENDRÁ:

- A.- UN AUMENTO EN LA RESISTENCIA DE LA ROCA Y CONSECUENTEMENTE
- B.- UNA DISMINUCIÓN DE LA DEFORMACIÓN, AUNADA A.
- C.- UNA DISMINUCIÓN DE LA PERMEABILIDAD Y
- D.- UNA CIMENTACIÓN HOMOGÉNEA

LA TENDENCIA ACTUAL CONTEMPLA EL USO DE MEZCLAS GRUESAS O ESTABLES INYECTADAS A ALTAS PRESIONES.

AL HABLAR DE MEZCLAS ESTABLES NOS REFERIMOS A MEZCLAS AGUA-CEMENTO-BENTONITA Y EN ALGUNOS CASOS CUANDO HAY FLUJO DE AGUA EN LAS DISCONTINUIDADES SE AGREGARÁ SILICATO DE SODIO PARA AUMENTAR LA RESISTENCIA AL CORTANTE DE LA MEZCLA EN EL MOMENTO QUE ADQUIERE LA CONSISTENCIA DE UN GEL.

LA APLICACIÓN DE ALTAS PRESIONES EN ESTE TRATAMIENTO, QUE POR CONVENIENCIA DEBE SER LO MÁS SUPERFICIAL POSIBLE (4M A 6M) - TOMANDO EN CUENTA QUE LA FINALIDAD ES LA PROTECCIÓN DEL MATERIAL DEL CORAZÓN, ES DE UN ESPECIAL GRADO DE DIFICULTAD POR LA FALTA DE CONFINAMIENTO DE LA ROCA.

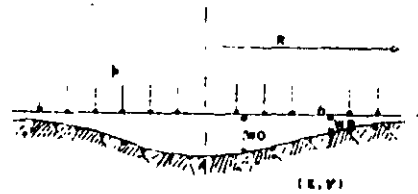
SIEMPRE SERÁ CONVENIENTE REALIZAR PRUEBAS DE INYECTADO PARA DEFINIR LA PRESIÓN MÁXIMA DE INYECCIÓN CONOCIDA COMO PRESIÓN DE RECHAZO, TENIENDO SIEMPRE CUIDADO DE NO PRODUCIR DISLOCACIONES EN LA ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO QUE PODRÍAN OCASIONAR SERIOS PERJUICIOS. EL FENÓMENO DE DISLOCACIÓN DE LA ESTRUCTURA POR EFECTO DE LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA APLICADA EN ÁREAS RELATIVAMENTE GRANDES SE CONOCE COMO EFECTO DE " GATO HIDRÁULICO "

LA VERIFICACIÓN SOBRE LA EFICACIA DE ESTE TRATAMIENTO SIEMPRE SERÁ CONVENIENTE PARA LA TOMA DE MEDIDAS CORRECTIVAS. LOS MÉTODOS MÁS EFICACES SON EL MONITOREO DE DRENAJE Y LA PIEZOMETRÍA. TAMBIÉN SON RECOMENDABLES LOS MÉTODOS GEOFÍSICOS.

6.1.- PRESIÓN DE INYECCIÓN.

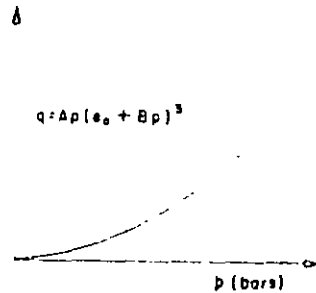
LA PRESIÓN DE INYECCIÓN JUEGA UN PAPEL PREPONDERANTE EN LA PENETRABILIDAD DE LA MEZCLA OBTENIENDO CON ELLO UNA DISMINUCIÓN EN LA BARRENACIÓN QUE REPRESENTA UNA ACTIVIDAD COSTOSA.

UNA MAYOR PENETRABILIDAD DE LAS MEZCLAS SE OBTIENE CUANDO LAS FRACTURAS SE ABREN ELÁSTICAMENTE SIN PRODUCIR ROTURA DEL MACIZO ROCOSO.



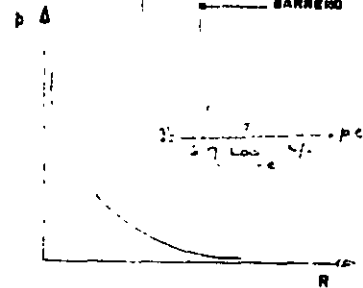
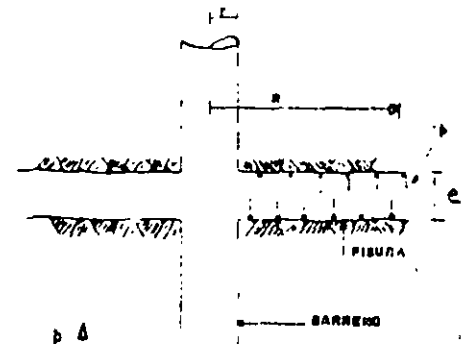
$$W_0 = \frac{2(1-\nu^2) \cdot 2 \cdot b}{E}$$

$$W_L = \frac{4(1-\nu^2) R \cdot p}{\pi \cdot E}$$



$$(1) \quad q = Ap(e_0 + Bp)^3$$

$$\therefore q = Ap^4$$



η : viscosidad del agua

$$Ac = \alpha \frac{p}{E}$$

$$e_0 + \Delta e = e_0 + \alpha \frac{p}{E}$$

$$q = \frac{\pi}{6\eta \log_e e/r} \cdot p(e_0 + \frac{p}{E})$$

EL GASTO VARÍA CON LA CUARTA POTENCIA DE LA PRESIÓN Y SE EXPLICA PORQUE SI SE GRAFICA EL GASTO CONTRA LA PRESIÓN EN ESCALA ARITMÉTICA SE OBSERVA QUE A UNA CIERTA PRESIÓN EL GASTO ABSORBIDO POR LA ROCA AUMENTA MUY RÁPIDO Y SE PIENSA QUE SE HA ALCANZADO EL FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO. EN REALIDAD, SI SE REPRESENTA CON LA EXPRESIÓN (1) SE OBSERVARÁ QUE EL FENÓMENO ES PERFECTAMENTE CONTÍNUO. VER " LAS INYECCIONES Y LOS DRENAJES DE CIMENTACIÓN DE PRESAS EN ROCAS POCO PERMEABLES " POR FRANCIS SABARLY. A ESA PRESIÓN EN LA CUAL EL GASTO AUMENTA EN FORMA NOTABLE SE CONOCE COMO " PRESIÓN CRÍTICA " Y SE UTILIZA COMO VALOR LÍMITE DE LA PRESIÓN DE RECHAZO. ES NECESARIO DISTINGUIR PRESIÓN DE RECHAZO Y PRESIÓN DE INYECCIÓN.

- PRESIÓN DE RECHAZO.

ES LA PRESIÓN MÁXIMA O LÍMITE QUE SE ALCANZA EN LA OPERACIÓN DE INYECTADO Y UNA VEZ QUE SE ALCANZA SOLO DEBE APLICARSE MOMENTÁNEAMENTE PARA EVITAR UNA ALTA PRESIÓN SOSTENIDA Y NO DAR LUGAR A QUE SE PRESENTE EL EFECTO DE GATO HIDRÁULICO. LA PRESIÓN DE RECHAZO DEBE SER UN

POCO MENOR QUE LA PRESIÓN CRÍTICA.

- PRESIÓN DE INYECCIÓN

ES LA PRESIÓN QUE SE DESARROLLA DURANTE LA OPERACIÓN - DE INYECTADO, CON LA DURACIÓN QUE SE JUZGUE CONVENIENTE PARA RELLENAR LAS OQUEDADES DEL MACIZO ROCOSO, SIN LLEGAR A LA PRESIÓN DE RECHAZO.

PENETRABILIDAD

ES LA DISTANCIA QUE SE ALCANZA DESDE EL BARRENO HASTA EL EXTREMO DE LA MEZCLA INYECTADA.

HAY QUE TENER MUCHO CUIDADO CON LOS GRANDES RECORRIDOS DE LAS MEZCLAS (QUE A VECES LLEGAN A DISTANCIAS DEL - ORDEN DE 100 M) PUES NO SE LOGRARÁ LA EFECTIVIDAD - - DESEADA Y SE TENDRÁ UN AUMENTO IMPORTANTE DEL COSTO -- DEL INYECTADO.

6.2.- COMPOSICIÓN DE LAS MEZCLAS

TIPOS DE MEZCLAS MÁS USUALES:

A).- MEZCLAS AGUA-CEMENTO

B).- MEZCLAS AGUA-CEMENTO-BENTONITA

C).- MEZCLAS AGUA-CEMENTO-BENTONITA-SILICATO DE SODIO

D).- MEZCLAS AGUA-BENTONITA

E).- MEZCLAS AGUA-BENTONITA-SILICATO DE SODIO

F).- MEZCLAS AGUA-SILICATO DE SODIO

LA MEZCLA A) SE CONOCE COMO MEZCLA INESTABLE SON MEZCLAS QUE SE SEDIMENTAN RELATIVAMENTE RÁPIDO CON LO CUAL SE -- DISMINUYE SU PENETRACIÓN.

LAS MEZCLAS B) Y C) SE CONOCEN COMO MEZCLAS ESTABLES, -- TIENEN MENOR SEDIMENTACIÓN POR EL EFECTO DE MOVIMIENTO - BROWNIANO DE LA BENTONITA AL FORMAR UN COLOIDE, EVITANDO LA SEDIMENTACIÓN DE LOS GRANOS DEL CEMENTO. TIENEN MA--YOR PENETRACIÓN.

LA MEZCLA C) QUE ADQUIERE MAYOR RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE YA QUE TIENDE A PRODUCIRSE UN GEL EN CORTO TIEMPO DESPUÉS DE SU FABRICACIÓN SE USA CUANDO SE PRESENTA - ESCURRIMIENTO DE AGUA EN LAS DISCONTINUIDADES DE LA ROCA EXITANDO EL DESLAVE DE LA MEZCLA. A ESA MAYOR RESISTEN- CIA SE CONOCE TAMBIÉN COMO RIGIDEZ.

LAS MEZCLAS F) SE UTILIZAN A VECES PREVIAMENTE AL INYECTADO DE LAS MEZCLAS A), B) Y C) OBTENIENDO LO QUE SE CONOCE COMO UNA SILICATIZACIÓN, ESTA SILICATIZACIÓN PRODUCE UNA DISMINUCIÓN DE LA RUGOSIDAD DE LOS PLANOS DE LAS DISCONTINUIDADES OBTENIÉNDOSE MENORES PERDIDAS DE PRE--SIÓN POR FRICCIÓN Y POR LO TANTO SE OBTENDRÁ UNA MAYOR PENETRACIÓN DE LA MEZCLA FINAL.

LAS MEZCLAS D) Y E) SE UTILIZAN EN LA INYECCIÓN DE SUELOS.

A LAS MEZCLAS ESTABILIZADAS CON BENTONITA Y/O SILICATO DE SODIO, AL TENER MAYOR RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE - QUE EL AGUA, SE LES CONOCE COMO CUERPOS DE BINGHAM Y - - USUALMENTE SE DICE QUE SE TRATA DE MEZCLAS " BINGAMIAS ". A LOS FLUIDOS QUE NO TIENEN RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE SE LES CONOCE COMO FLUIDOS NEWTONIANOS Y EL AGUA - SE APROXIMA A ESTE TIPO DE FLUIDOS.

NOTA : ES MUY IMPORTANTE EL ORDEN DE AGREGADO DE LOS COMPONENTES PARA FORMAR LA MEZCLA, PUES SUS PROPIEDADES FÍSICAS CAMBIAN EN FORMA NOTABLE HACIENDO QUE SU COMPORTAMIENTO REOLÓGICO (CON EL TIEMPO) VARÍE DE MANERA IMPORTANTE Y SE TRANSFORMEN EN MEZCLAS QUE NO SE PUEDAN MANEJAR.

6.3.- PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS.

LA PROPIEDAD FÍSICA O MECÁNICA MÁS IMPORTANTE DE LAS MEZCLAS PARA EL CASO DE TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS ES - LA RESISTENCIA EN COMPRESIÓN, QUE A LA VEZ SIGNIFICA RESISTENCIA A LA EROSIÓN Y BAJA PERMEABILIDAD.

ESTA PROPIEDAD FÍSICA DE RESISTENCIA DEPENDE DIRECTAMENTE DE LA DENSIDAD DE LA MEZCLA UNA VEZ ENDURECIDA.

POR LO TANTO, EN EL CONTROL DE CAMPO, UNO DE LOS PARÁMETROS BÁSICOS SERÁ EL PESO VOLUMÉTRICO DE LA MEZCLA, PARA FINES DE SU ELIMINACIÓN.

LA RESISTENCIA EN COMPRESIÓN MÍNIMA PARA EVITAR EROSIÓN POR FLUJO DEL AGUA ES DE 15 KG/CM².

OTRO PARÁMETRO IMPORTANTE DE CONTROL ES LA " FLUIDEZ " - DE LA MEZCLA. EN GENERAL, SE DEBE DE MANTENER UNA FLUIDEZ CONSTANTE EN CUALQUIER TIPO DE MEZCLA, DE MANERA QUE

SEA BOMBEABLE, UNA FLUIDEZ ENTRE 36 SEG Y 38 SEG EN CONO MARSH DÁ BUENOS RESULTADOS PARA SU MAÑEJO, DE TAL MANERA QUE DEBE VARIARSE EL CONTENIDO DE BENTONITA HASTA LOGRAR ESA FLUIDEZ.

LA " FLUIDEZ " ES FUNCIÓN DE LA VISCOSIDAD DE LA MEZCLA PERO NO ES PRECISAMENTE UNA MEDICIÓN DE LA VISCOSIDAD, - LA CUAL TIENE OTROS PARÁMETROS DE MEDICIÓN COMO EL POISE O EL POISEUILLE.

CUANDO SE PRESENTA DISPERSIÓN IMPORTANTE DE LA FLUIDEZ, DIGAMOS UNA VARIANCIA DE 10%, LA MEZCLA DEBE ELIMINARSE PUES HABRÁ UNA VARIACIÓN IMPORTANTE EN LA RESISTENCIA EN MAYOR O MENOR VALOR DE LA RESISTENCIA DE PROYECTO.

- TEMPERATURA DE LA MEZCLA.- ES UN PARÁMETRO IMPORTANTE - DE CONTROLAR PUES A TEMPERATURAS ALTAS DIGAMOS 45°C LA MEZCLA CAMBIA SUS PROPIEDADES MECÁNICAS EN DETRIMENTO DE SU RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. CUANDO LA MEZCLA EXCEDA - UNA TEMPERATURA > 45°C DEBERÁ ELIMINARSE.

- TIEMPO DE LA MEZCLA.- CUANDO LA MEZCLA TENGA MÁS DE 2 HS. DE HABERSE FABRICADO TAMBIÉN CAMBIARÁ SUS PROPIEDADES FÍSICAS EN DETRIMENTO DE SU RESISTENCIA A CAUSA DE LA FORMACIÓN DE GRUMOS POR INICIO DE FRAGUADO, DANDO LUGAR A - QUE POSTERIORMENTE ESOS GRUMOS NO TENGAN BUENA ADHERENCIA Y POR LO TANTO SE PIERDE RESISTENCIA. DEBERÁN TOMAR SE 2 HORAS COMO LÍMITE DE TIEMPO PARA USAR UNA MEZCLA -- DESPUÉS DE SU FABRICACIÓN. (ESTE DATO CONVIENE VERIFICARLO PARA CADA CASO PARTICULAR).

- TIPO DE CEMENTO.- EN TODOS LOS CASOS CONVENDRÁ UTILIZAR CEMENTOS FINOS P.EJ. TIPO III, CON SUPERFICIE ESPECÍFICA O FINURA BLAINE ≥ 4200 CM²/GR.

LA RAZÓN ES QUE ENTRE MÁS PEQUEÑO SEA EL GRANO DE CEMENTO PODRÁ SER TRANSPORTADO POR LA MEZCLA A UNA DISTANCIA MAYOR, Y POR OTRO LADO, SE PODRÁ RELLENAR DISCONTINUIDADES MÁS CERRADAS, TOMANDO EN CUENTA QUE EL DIÁMETRO DE - LA PARTÍCULA DEBERÁ SER 15 VECES MENOR QUE EL ANCHO DE - LA DISCONTINUIDAD PARA EVITAR EL EFECTO DE " ARQUEO " Y SUBSECUENTEMENTE EL TAPONAMIENTO DE LA DISCONTINUIDAD.

- EXPRIMIDO.- ES EL FENÓMENO DE SEPARACIÓN DEL AGUA DE LA

MEZCLA AL PENETRAR EN DISCONTINUIDADES CADA VEZ MÁS CERRADAS. EL AGUA ES " EXTRUIDA " DE LA MEZCLA JUNTO CON EL AGUA QUE EXISTA EN LA DISCONTINUIDAD POR EFECTO DE LA PRESIÓN, POR LO TANTO, SU RELACIÓN AGUA-CEMENTO DISMINUIRÁ OBTENIÉNDOSE UNA RESISTENCIA MAYOR.

- AGUA LIBRE. - ES EL AGUA QUE QUEDA EN LA PARTE SUPERIOR DE LA MEZCLA POR EFECTO DE LA SEDIMENTACIÓN, TAMBIÉN SE LE CONOCE COMO SANGRADO.

A MAYOR PORCENTAJE DE AGUA LIBRE ES MAYOR LA SEDIMENTACIÓN.

ESTE PARÁMETRO SE UTILIZA PARA CLASIFICAR EL TIPO DE MEZCLA.

SI EL AGUA LIBRE ES $\leq 5\%$ LA MEZCLA ES ESTABLE.

SI EL AGUA LIBRE ES $\geq 5\%$ LA MEZCLA ES INESTABLE.

VER CUADRO CON RESUMEN DE PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS ESTABLES.

7.- CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE UNA PANTALLA DE INYECCIÓN Y DRENAJE COMO EL OBJETIVO PRINCIPAL ES EVITAR EL FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LA MASA DE ROCA, SERÁ NECESARIO DEFINIR SU ESTRUCTURA PARA SELLAR LAS DISCONTINUIDADES MÁS ABIERTAS QUE SE CONSIDERE ESTARÁN CONECTADAS CON EL EMBALSE. POR LO TANTO, LA DIRECCIÓN DE BARRENOS SERÁ PREFERENCIAL PARA INTERSECTAR LOS PLANOS DE ESAS DISCONTINUIDADES, TOMANDO EN CUENTA QUE EL FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LA ROCA MISMA ES DESAPRECIABLE, COMPARADO CON EL FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LAS FRACTURAS.

LA PERMEABILIDAD A TRAVÉS DE LA ROCA SE CONOCE COMO PERMEABILIDAD PRIMARIA Y NO TIENE IMPORTANCIA PARA EL CASO QUE NOS OCUPA, SINO SOLO EN AQUELLOS CASOS EN QUE LA ROCA SEA EXPANSIVA Y SE DEGRADARÁ O DESINTEGRE POR SATURACIÓN, ESTO TENDRÁ OTRA SOLUCIÓN DE PROTECCIÓN MEDIANTE DRENAJE Y/O CONCRETO LANZADO.

LA PERMEABILIDAD SECUNDARIA, A TRAVÉS DE DISCONTINUIDADES SERÁ POR TANTO LA MÁS IMPORTANTE.

7.1.- NÚMERO DE LÍNEAS DE INYECCIÓN.

SI HEMOS VISTO LA CONVENIENCIA DEL USO DE ALTAS PRESIONES Y MEZCLAS ESTABLES PARA OBTENER UNA MAYOR PENETRACIÓN DE LA MEZCLA, BASTARÁ UNA SOLA LÍNEA DE BARRENOS DE INYECCIÓN.

7.2.- CLASIFICACIÓN DE PANTALLAS

PANTALLAS SIMÉTRICAS.- CUANDO SE INTERNAN EN EL MACIZO ROCOSO Y SE PROTEGE TANTO LOS BLOQUES INESTABLES DE ROCA AGUAS ABAJO DE LA PRESA, COMO TODAS LAS EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS, INDEPENDIEMENTE DE LA ESTRUCTURA DE LA ROCA.

PANTALLAS SUSPENDIDAS.- CUANDO LA ESTRUCTURA DE ROCA ES HOMOGÉNEA Y NO EXISTE POSIBILIDAD DE EFECTUAR CIERRE HIDRÁULICO NATURAL EMPOTRANDO LA PANTALLA EN ESTRUCTURAS DE ROCA CON PERMEABILIDAD MENOR.

CIERRE HIDRÁULICO.- SE OBTIENE CUANDO LA PANTALLA DE INYECCIÓN Y DRENAJE SE EMPOTRA EN UNA ESTRUCTURA DE ROCA DE BAJA PERMEABILIDAD, FORMANDO LO QUE SE CONOCE COMO -- UNA " CAJA " O ENCAJONAMIENTO DEL AGUA, HACIA AGUAS ARRIBA LA LA PANTALLA.

7.3.- PANTALLA DE DRENAJE.- EN GENERAL BASTARÁ UNA LÍNEA DE DRENAJE TOMANDO EN CUENTA LAS SIGUIENTES CONSIDERACIONES:

- A).- DIRECCIÓN PREFERENCIAL PARA ATRAVEZAR EL MAYOR NÚMERO DE PLANOS DE DISCONTINUIDAD.
- B).- SE USARÁ EL MAYOR DIÁMETRO POSIBLE DE BARRENOS DENTRO DE LOS LÍMITES ECONÓMICOS.
- C).- VIGILANCIA POSTERIOR DURANTE SU FUNCIONAMIENTO, -- OBSERVANDO EL REQUERIMIENTO DE REPERFORACIÓN SI LLEGAN A TAPONARSE.
- D).- HACERLOS TRABAJAR COMO PIEZÓMETROS EN FORMA SELECTIVA, COLOCANDO VÁLVULAS Y MANÓMETROS, PARA OBSERVAR SU EFICACIA Y/O PELIGRO POTENCIAL DE INESTABILIDAD DE BLOQUES DE ROCA O EXCESO DE PRESIÓN, CONTRA LAS ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS.

7.4.- GALERÍA POR DEBAJO DEL CAUCE.- PARA EL CASO DE PRESAS -- DE MATERIALES GRADUADOS, SOLO SE JUSTIFICA CUANDO :

- A).- EL GASTO QUE SE ESPERA A TRAVÉS DE LA ROCA EN FUNCIÓN DE LA EXPLORACIÓN SEA RELATIVAMENTE ALTO Y CONVENGA INVERTIR DINERO PARA CONSERVAR ESA AGUA, MEDIANTE INYECCIONES DESDE LA GALERÍA.
- B).- COMO UNA MEDIDA DE PREVENCIÓN PARA REALIZAR TRATAMIENTO DEL CORAZÓN, PARA EL CASO DE LA EXISTENCIA --

DE FALLAS QUE POTENCIALMENTE PUEDAN DESPLAZARSE Y -
DAÑAR EL CORAZÓN.

c).- EN CASO DE INCERTIDUMBRE SOBRE LA ESTRUCTURA DE RO-
CA, POR DEBAJO DEL CAUCE. SERVIRÁ PARA EXPLORACIÓN
GEOLÓGICA Y POSTERIORIEMENTE PARA TRATAMIENTO DE IN--
YECCIÓN Y/O DRENAJE.

ING. RAUL CUELLAR BORJA

PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS EN UNA PRESA

1. Competencia de la roca base por los esfuerzos
2. Estabilidad total bajo nuevas condiciones
3. Erosión
4. Sísmicidad inducida durante el llenado

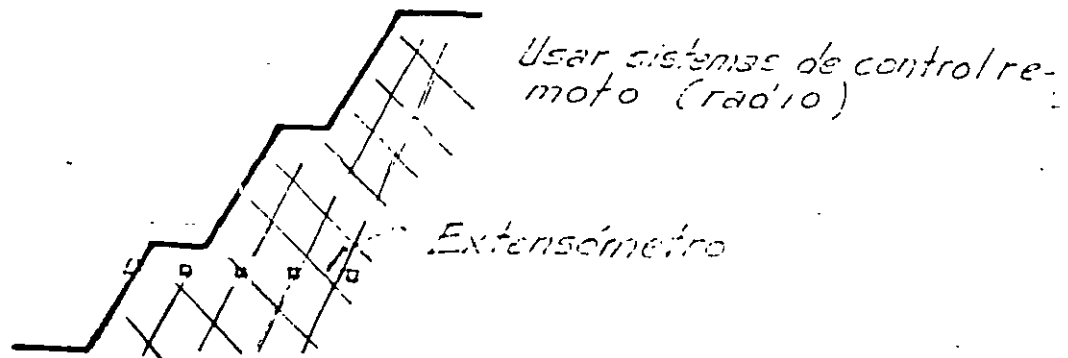
PREVENCION CONTRA LA EROSION

1. Tratamiento de las excavaciones
2. Tratamiento del contacto roca-corazón
3. Uso de acero de refuerzo

TRATAMIENTO SUPERFICIAL

1. MUROS, ARMADURAS, CONSOLIDACION, TRATAMIENTO DISCONTINUIDADES (BUTRESS + RIGIDEZ + GAPS)
2. CONCRETO LANZADO (SHOTCRETE) • Simple • Armado
3. ANCLAJE SUPERFICIAL
4. REGULARIZACION DEL TALUD

Verificar el tratamiento de taludes con extensómetros



Cuellar

FIG. 3

REFORZAMIENTO CON ACERO

ACERO PASIVO ≠ ACERO ACTIVO

ACERO ACTIVO.. TENSION.. Fuerza de estabilización conocida

ACERO PASIVO.. FRICCION.. La fuerza es conocida solo después de la deformación.

- en roca suave (o muy fracturada).. Usar acero activo (Postensado)
- en roca sana.. Usar acero pasivo

NOTA: El refuerzo postensado debe inyectarse para prevenir grandes movimientos

INYECCIONES DE CONSOLIDACION

TENDENCIA: Uso de mezclas gruesas y altas presiones.

- 1.- Aumento de resistencia
- 2.- Disminución de la deformabilidad
(Sobre todo cimentación homogénea)

VERIFICACION DE RESULTADOS (Muy pocos intentos)

- 1.- Drenaje
- 2.- Piezometría (en pocas curvas)
- 3.- Geofísica (el mejor método) Práctica Rusa

CRITERIOS PARA EL DISEÑO CORRECTO DE
UNA PANTALLA DE INYECCION Y DRENAJE

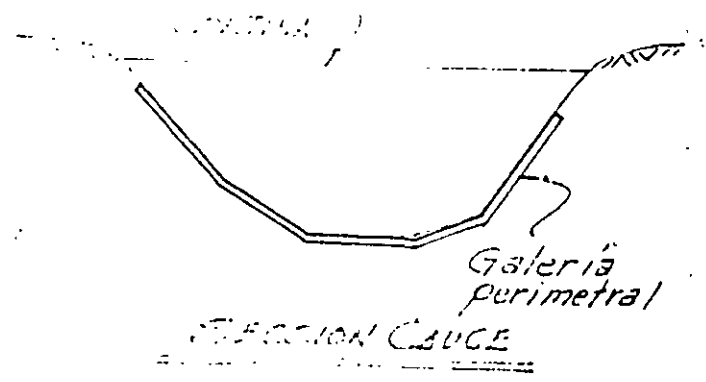
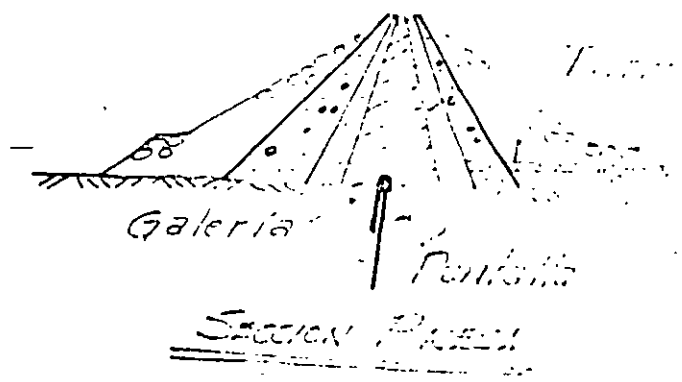
- 1.. Comprender el comportamiento de la roca
- 2.. Cubrir todos los posibles patrones de filtración
- 3.. Monitoreo mediante drenaje y piezometría

OTROS ASPECTOS DEL DISEÑO :

- Número de líneas de inyección : Principalmente 1
- Número de líneas de drenaje : 1 + Separación ≤ 5 m
- Monitoreo con piezometría - Vital
- Mantenimiento de drenaje
- Galería por debajo de la presa
 - + Para ejecución de pantalla
 - + Aumento en la eficacia del drenaje
 - + Monitoreo
 - + Acción correctiva

PROBLEMAS DEL CONTACTO CORAZON-ROCA FISURADA

1. Estabilidad del corazón
2. Erosión del corazón
3. Garganta de escape



Oymadinar-Turquía
Caracol - México

FIG. 8

R. Cuellar

PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS ESTABLES

| MEZCLA | A/c Peso | FLUIDEZ MARSH seg | AGUA LIBRE % | PESO VOL. Kg/m ³ | f _c Kg/cm ² |
|---------------------|-------------|-------------------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------------|
| CRUZ AZUL II | 1.66 | 38.2 | 6.5 | 1300 | 33 |
| | 1.25 | 39.4 | 6.0 | 1400 | 61 |
| | 0.83 | 38.3 | 4.5 | 1500 | 123 |
| APASCO YANAHUAC III | 1.66 | 37.3 | 7.0 | 1300 | 22 |
| | 1.25 | 36-38 | 4.0 | 1400 | 38 |
| | 0.83 | 33-35 | 3.0 | 1500 | 86 |

LODO BENT.

A/B = 12 (peso)

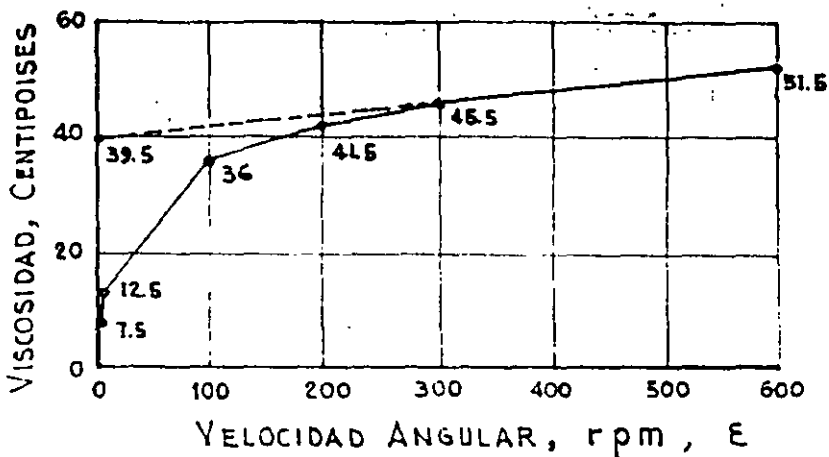
FLUIDEZ : 42 seg

DENS : 1.025

RESISTENCIA MINIMA CONTRA EROSION O DESLAVE : 15 Kg/cm²

R. Cuéllar

Fig. 9



MEZCLA N° 1

$$\tau = \tau_f + \eta \dot{\epsilon}$$

$$\text{POISE} = 10^{-1} \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$$

| MEZCLA | REL A/C (peso) | BENTONITA (Cemento) | τ_f , ep | η ep/rpm |
|--------|-------------------|------------------------|---------------|---------------|
| 1 (B) | 2 | 6 | 39.5 | 0.02 |
| 2 (B) | 1.33 | 4 | 39.0 | 0.02 |
| 3 (B) | 1 | 2 | 57.5 | 0.0267 |
| 4 (B) | 0.8 | 1 | 50.0 | 0.0267 |
| 5 (B) | 0.67 | 0.5 | 35.5 | 0.0383 |
| 6 (N) | 0.57 | 0 | 24.0 | 0.0517 |

(B) BINGHAM (N) NEWTON

P.H. CHICOASEN, CHIS. VISCOSIDAD MEZCLAS

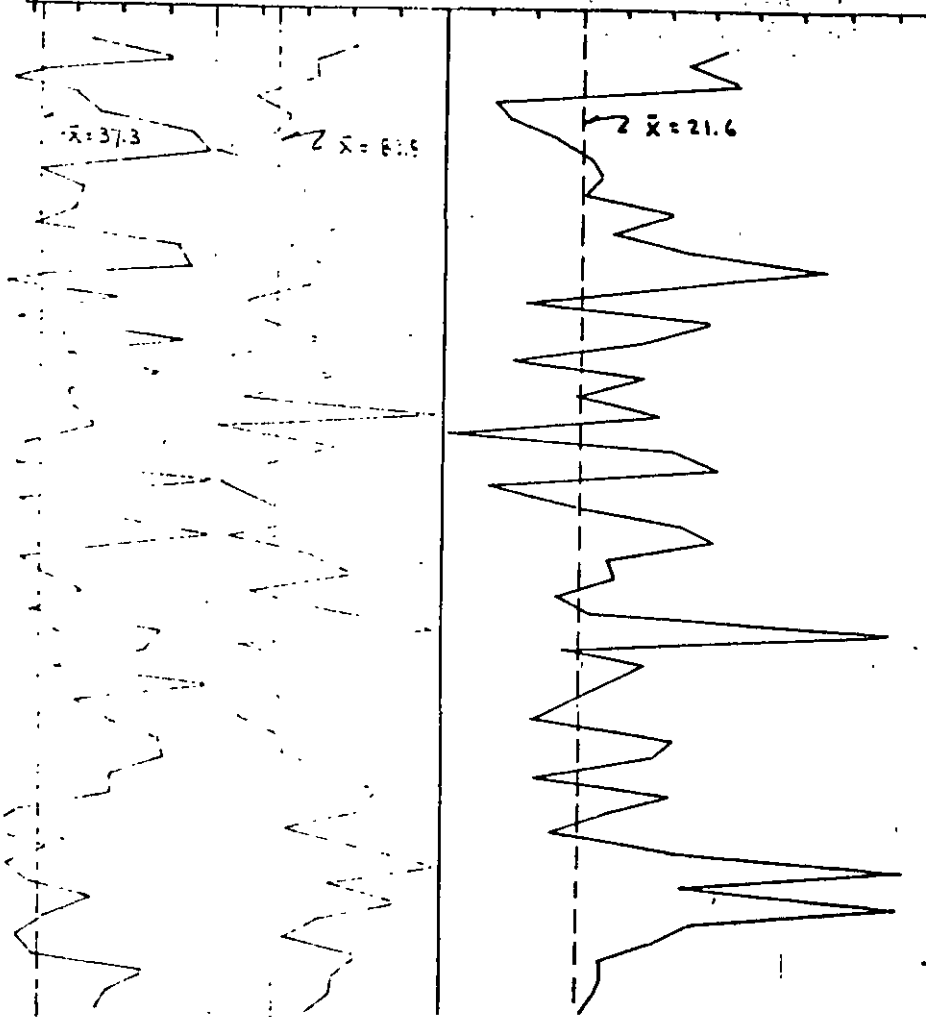
VISCOSIMETRO DE CIL. COAXIALES: FANN

CEMENTO: PICO DE ORIZABA, TIPO II ^{Fig}

τ_f = Punto de Fluencia ; η = Viscosidad plástica

ANÁLISIS DE TIPO III, MEZCLA 0
 CORRELACION ENTRE PROPIEDADES DURANTE JUNIO 1970

FLUIDEZ (Seg) 7, lb/plg² COMPRESION SIMPLE Kg/cm²
 36 38 40 42 82 84 86 88 14 16 22 26 30 34 38 42 46 50

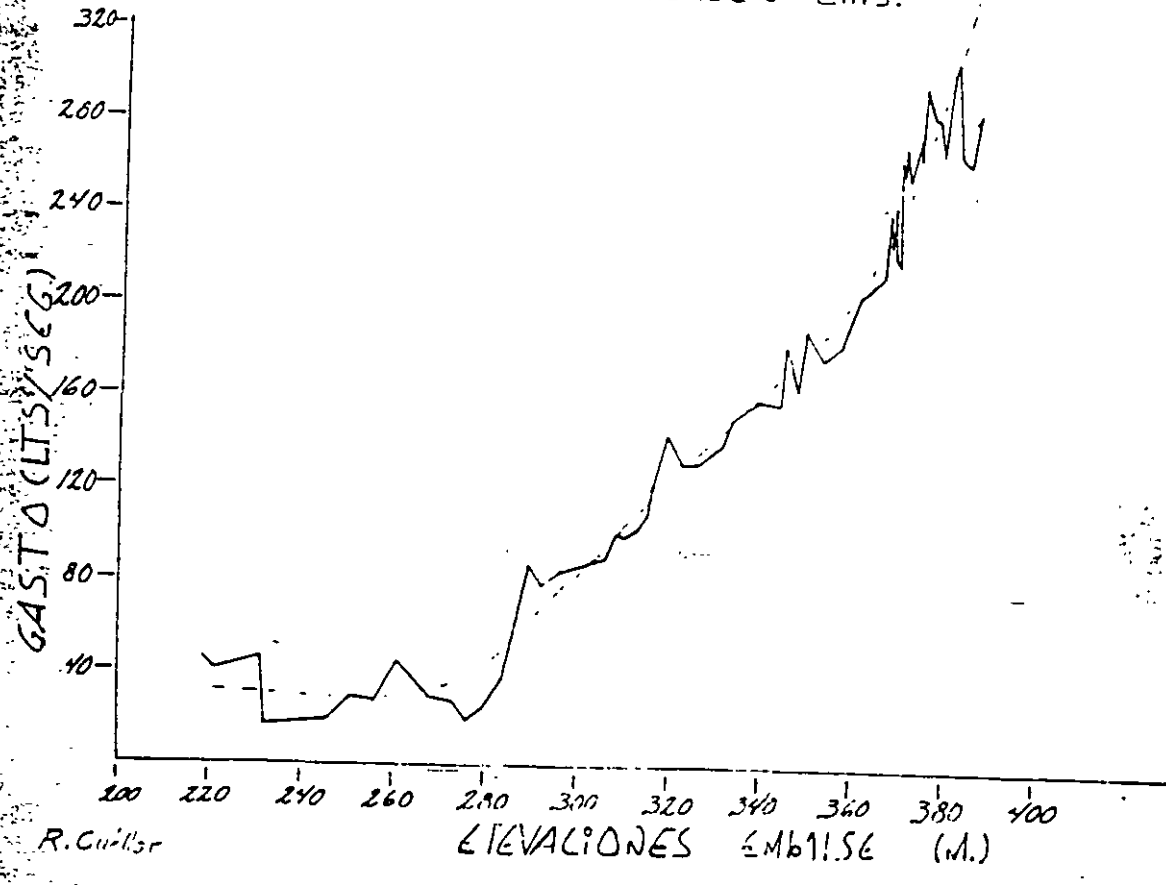


* MARSH

R. Cuéllar

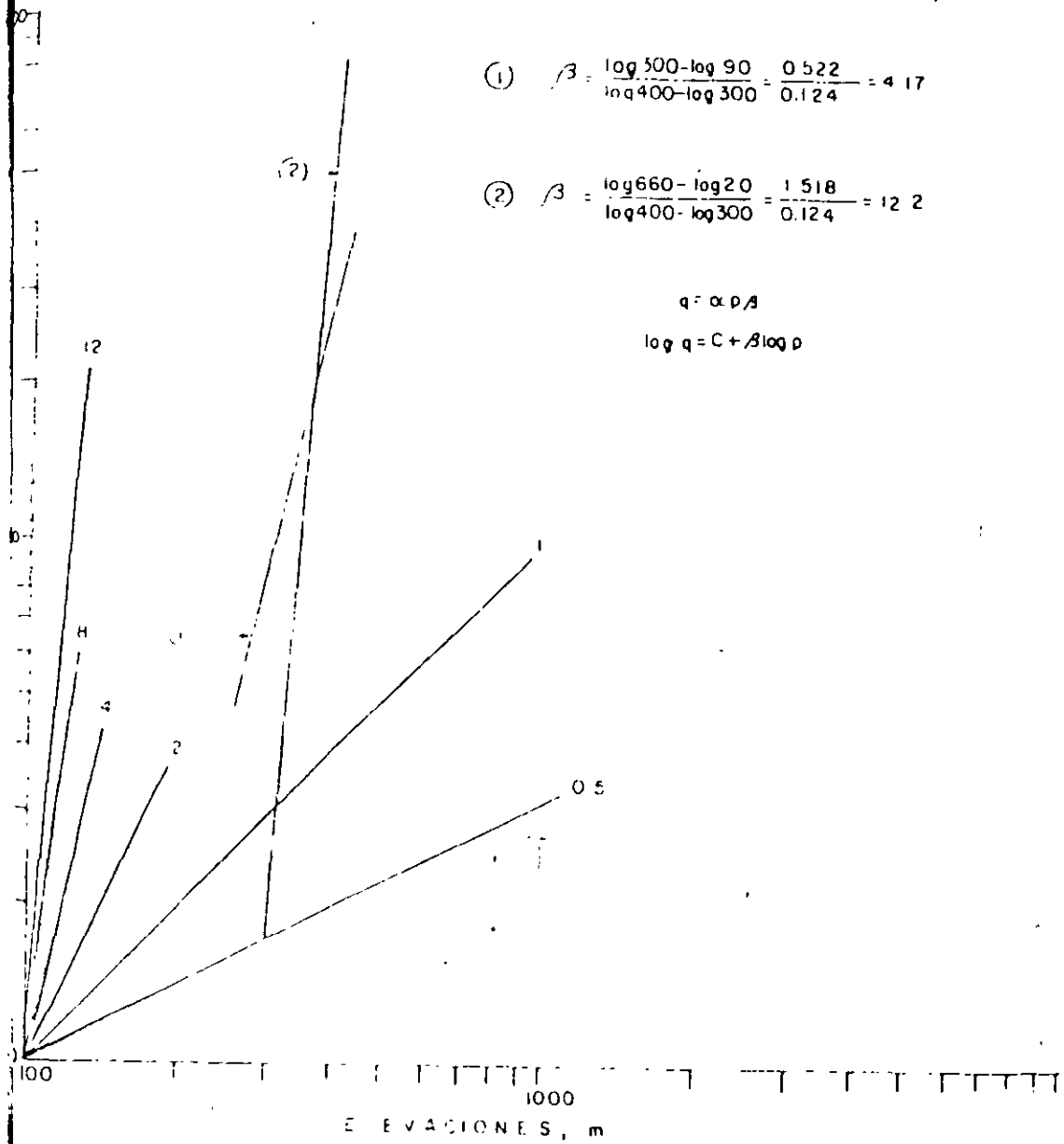
F16.11

P.H. CHICLASEN CHIS.



R. Cuñillor

ELEVACIONES EN METROS (M.)



$$(1) \beta = \frac{\log 500 - \log 90}{\log 400 - \log 300} = \frac{0.522}{0.124} = 4.17$$

$$(2) \beta = \frac{\log 660 - \log 20}{\log 400 - \log 300} = \frac{1.518}{0.124} = 12.2$$

$$q = \alpha \rho^\beta$$

$$\log q = C + \beta \log \rho$$



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

ANEXO

PROFESOR:
JULIO M. PORRES CASTILLÓN

DIPLOMADO DE OBRAS HIDRAULICAS

y en la sección máxima, coincidiendo con la segunda etapa de construcción, parte de este material de grava y arena fue sustituido por material permeable (rezaga) producto de las excavaciones de la obra de excedencias del vertedor y de toma, debido a que se tenían excedentes de este material.

La cortina está constituida por cinco zonas:

- Zona 1. Corazón impermeable formado con el producto de -- bancos localizados aguas arriba y aguas abajo en distancias de 6 a 1 Km al sitio de la obra aproximadamente; este material se está compactando con 12 pasadas de rodillo pata de cabra en capas de 20 cm de espesor.
- Zona 2. Filtro selecto de arena obtenida de las vegas del río en sitios próximos a la cortina, compactada con 4 pasadas de banda de tractor en capas de 40 cm de espesor.
- Zona 3. Transición de grava y arena formada con el producto de bancos localizados en el río, en sitios próximos a la cortina y compactada con 4 pasadas de banda de tractor en capas de 40 cm de espesor.
- Zona 4. Respaldos permeables de rezaga formados con el -- producto de excavaciones para alojar la obra de excedencias del vertedor y de la obra de toma, -- compactada con banda de tractor en capas de 60 cm de espesor.
- Zona 5. Chapas de roca formadas con roca seleccionada procedente de las excavaciones del vertedor de excedencias y colocada en capas a volteo.

Dimensiones:

Altura total 62.00 m; altura sobre el lecho del río 48.00 m; -- longitud por la corona 237.00 m; anchura de la corona 10.00 m; -- anchura de la base 247.00 m.

Taludes exteriores:

Aguas arriba y aguas abajo 2.25:1 desde la corona hasta la elevación 110.16 m, donde se tienen banquetas de 8.00 m de anchura.

2.5:1 desde la elevación 110.16 m, -- hasta el cauce del río.

Elevaciones:

Del desplante de la cimentación 86.00 m; del fondo del cauce -- 100.00 m; de la corona 148.00 m.

Bordo libre:

Se aceptó un bordo libre de 3.96 m.

Materiales:

Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina.

IMPERMEABLE. Arcilla poco compresible y compresible predominando la primera de ellas; sus propiedades mecánicas medias son: - densidad de sólidos 2.710, límite líquido 42 por ciento, índice de plasticidad 22 por ciento, peso volumétrico seco 1 640 Kg/m³, correspondiéndole humedad óptima de 21 por ciento; su resistencia al esfuerzo cortante se determinó en pruebas de compresión triaxial con especímenes saturados, obteniéndose un valor de $s = 0.3$ en Kg/cm² para prueba indrenada rápida y $s = 0.1 + p$ -- tan 15° para prueba drenada rápida.

FILTRO. Arena bien graduada, su densidad de sólidos 2.643, peso volumétrico seco 2 000 Kg/cm², su resistencia al esfuerzo cortante se estimó en $s = p$ tan 35°.

TRANSICION DE GRAVA Y ARENA. Su densidad de sólidos 2.60, peso volumétrico seco 1 800 Kg/m³; su resistencia al esfuerzo cortante se estimó en $s = p$ tan 40°.

RESPALDO PERMEABLE DE REZAGA. Densidad de sólidos 2.654, peso volumétrico seco 1 800 Kg/m³ y su resistencia al esfuerzo cortante se estimó en $s = p$ tan 35°; este valor, que se considera bajo para este tipo de material, se adoptó porque puede presentarse muy contaminado por las lutitas que regionalmente se encuentran estratificadas con las calizas.

ROCA. Su densidad de sólidos 2.650, peso volumétrico seco 1 600 Kg/m³ y su resistencia al esfuerzo cortante se estimó en $s = p$ tan 35°. Este valor también se considera bajo, por las mismas razones expuestas para el material de rezaga y por la forma de las rocas.

Resultados del control de campo.

IMPERMEABLE. Se está controlando por medio de calas, obteniéndose en el terraplén el peso volumétrico seco y comparándolo con los resultados de las pruebas Proctor. En la actualidad se tiene un promedio de compactación de 97.4 por ciento.

ZONA DE FILTRO Y TRANSICION. Se está controlando por medio de calas, obteniéndose en el terraplén el peso volumétrico seco y

comparándolo con los resultados de las pruebas de densidad relativa. En la actualidad se tienen densidades relativas cercanas al 100 por ciento.

Análisis de estabilidad de la cortina:

Se revisó empleando superficies de falla cilíndricas con aplicación del Método Sueco, empleando en los análisis solución analítica por medio de computadora electrónica, obteniéndose un factor de seguridad más desfavorable de 1.14 para el talud de aguas arriba, considerando sismo en condiciones iniciales.

Tratamiento de la cimentación:

Limpias: En la zona de desplante se hicieron limpias muy cuidadosas, eliminando la roca intemperizada alterada y suelta, o sea calizas y lutitas de ambas formaciones, Agua Nueva y San Felipe; además depósitos de talud.

Las limpias más importantes fueron en la margen derecha, donde el talud era más escarpado y las formaciones estaban fracturadas a determinada profundidad y cubiertas con una capa intemperizada y escombros de talud. Los cortes máximos en esta ladera son de 19 m y teniendo en cuenta las condiciones de permeabilidad, las limpias fueron más rigurosas, así como la pantalla de inyecciones, por lo que fue necesario perforar dos galerías, de las cuales una se utilizará posteriormente para inspección y drenaje. El volumen total excavado en limpias de toda la cimentación de la cortina fue de 600 000 m³, de los cuales 400 000 m³ corresponden a material común y 200 000 m³ a roca para desplante.

Trinchera: Para interceptar algunas zonas de fracturas en el contacto del desplante del material impermeable, se excavó una trinchera a lo largo del eje del desplante con taludes de 1:1 y plantilla de 4 m de ancho. Sus profundidades varían de 2 a 12.50 m.

Galerías: Por las condiciones de permeabilidad que presentó sobre todo la ladera de la margen derecha, fue necesario ampliar el programa de inyectado, para lo cual se construyeron 3 galerías, dos en esta margen y una en la margen izquierda. En la margen derecha, la primera de ellas se destinó exclusivamente a inyección; está a la elevación 148 m que corresponde con el nivel de la corona de la cortina y tiene una longitud aproximada de 30 m. La segunda galería que se proyectó para inyección y drenaje está ubicada en la elevación 110 m y tiene una longitud de 65 m aproximadamente, con un túnel de acceso desde aguas abajo.

En la margen izquierda se localiza una galería que está destinada para inyectado, inspección y drenaje, ubicada abajo de las estructuras de compuertas del vertedor a la elevación 120 m y con una longitud aproximada de 60 m. El acceso es por una lumbrera localizada en el extremo derecho de la estructura de compuertas; la galería está conectada a túneles paralelos al canal de descarga del vertedor de excedencias, por donde se efectúa el drenaje de la galería y a donde se conectan los drenes de dicha obra.

Pantalla de inyectado: Se construyó una pantalla de inyectado con longitud de 540 m y una profundidad media de 45 m. El número de pozos requeridos hasta la fecha es de 92, que fueron inyectados en tres progresiones de 15 m, en promedio. Cada pozo se perforaba totalmente y se iniciaba el inyectado en la progresión inferior, usando empaques aislantes. La mayoría de los pozos son verticales y solamente en los extremos de las galerías se hicieron abanicos con perforaciones inclinadas.

Los datos del inyectado separados por margen izquierda, cauce y margen derecha, son los siguientes:

| MARGEN | NUM. POZOS | METROS PERFORADOS | SACOS INYECTADOS | SACOS/m DE PERFORACION |
|-----------|------------|-------------------|------------------|------------------------|
| Izquierda | 28 | 1 205 | 940 | 0.78 |
| Cauce | 27 | 1 060 | 178 | 0.17 |
| Derecha | 40 | 1 745 | 1 712 | 0.98 |
| TOTAL: | 95 | 4 010 | 2 930 | 0.73 |

Este resumen de inyectado corresponde casi a la totalidad del programa por efectuar.

Cubicación de materiales:

Para la construcción de la cortina según proyecto se ejecutarán las siguientes cantidades de obra:

Excavación 276 350 m³; material impermeable 394 030 m³; grava y arena 467 600 m³; material para filtro 30 650 m³; grava en la corona 1 065 m³; enrocamiento 88 580 m³; rezaga y producto de las excavaciones 554 280 m³; total 1 812 555 m³.

OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS

Descripción:

Se encuentra alojada en la margen izquierda, en el extremo de la cortina. Es una estructura de concreto constituida por pilas y muros extremos entre las que se alojan 5 compuertas radiales y sobre las que se apoyan también los puentes de operación y acceso. Las aguas descargan a una rápida y a una trayectoria, de eje recto, de sección trapecial, con taludes variables, las cuales terminan en un tanque amortiguador, de sección trapecial, del extremo del cual se inicia el canal de descarga que conduce las aguas directamente al río Soto la Marina.

Avenida de diseño: 22 000 m³/seg.

Longitud de cresta libre: 40.00 m.

Capacidad máxima de descarga: 3 100 m³/seg.

Características generales de las diferentes partes que componen la obra de control y excedencias:

Estructura de compuertas: Constituida por 4 pilas de concreto reforzado de 1.50 m de espesor, 35.55 m de longitud y 17.25 m de altura y 2 muros extremos de la misma altura e igual espesor, desplantados estos elementos en la losa de cimentación de 1.80 m de espesor y de 46.00 m de ancho.

En los vanos entre pilas y pilas y muros se alojan 5 compuertas radiales de 8.00 m de ancho por 11.60 m de altura, con las cuales se efectúa el control de las extracciones. Las compuertas se apoyan en su parte inferior, estando cerradas, sobre la losa de cimentación, y el empuje de los brazos es soportado por chumaceras que se apoyan en bloques de concreto preesforzado, localizados en el extremo aguas abajo de las pilas y muros.

Aguas arriba de las compuertas, y adyacentes al puente de acceso, se dejaron muescas en los muros y pilas para la operación de obturadores para emergencia y conservación.

Compuertas: Se tienen 5 compuertas radiales de 8.00 por 11.60 m, operadas con mecanismos eléctricos desde el puente de operación.

Peso por unidad, incluyendo accesorios,
de las compuertas radiales 45 Ton.

Fabricante: "Metalver".

Peso por unidad, incluyendo accesorios,
de los mecanismos de operación 10.6 Ton.

Fabricante: "Metalver".

Puentes de acceso y operación: Los puentes de acceso y operación de las compuertas radiales son adyacentes, separados por una junta asfáltica, y están constituidos por 5 tramos de losa plana, de concreto reforzado, aligerada con tubos de cartón comprimido, de 9.00-m de claro, que se apoyan en las pilas y muros; -- tienen 7.50 m de ancho calzada el puente de acceso y 4.60 m el de operación, con un ancho total de -- 13.30 m y con parapetos metálicos de placas y tubos en ambos lados.

El umbral de las compuertas se encuentra a la elevación 131.00 m y la rasante de los puentes a la - 148.00 m en el de acceso (elevación de la corona - de la cortina) y a la 148.25 m en el de operación.

En el extremo aguas abajo de las pilas y muros, en la zona en que se ha reducido la altura de los mismos, se tiene otro puente, también de losa plana - aligerada con tubos de cartón comprimido, de 6.00-m de ancho, con su rasante a la elevación 143.15 m, cuya función principal es dar mayor rigidez a la - estructura y que permite a su vez el acceso a la - caseta de operación de las compuertas radiales que se encuentra en el claro central.

Grúa de pórtico: Para la operación de los obturadores para emergencia y conservación, se tiene una grúa de pórtico que desliza sobre 2 trabes metálicas ubicadas - aguas arriba del puente de acceso y empotradas en los muros y pilas.

Capacidad 8 Ton.

Peso 26 Ton.

Fabricante: "Industria del Hierro", S.A.

Rápida y tanque amortiguador: En el extremo de aguas abajo de la estructura de compuertas, se inicia la rápida, a - partir de la elevación 130.67 m, con una longitud - de 31.00 m y pendiente de $s = 0.02$. Es de sección - trapezoidal, con plantilla de 46.00 m y taludes variables de vertical a 0.5:1 y se une en la elevación 131.05 m con la trayectoria de la caída. Esta queda desarrollada en 91.37 m, con un desnivel de - 30.05 m y es de sección trapezoidal, plantilla de - 46.00 m y taludes 0.5:1. La trayectoria descarga - las aguas en el colchón del tanque, que tiene una - longitud de 68.00 m, un ancho de plantilla de 58 m, ubicado en la elevación 100.00 m y taludes 1.5:1.

Para ayudar a disipar la energía, dentro del colchón se tienen 3 hileras de dientes deflectores, ubicada la primera en la unión de la trayectoria con el colchón y las dos restantes a 17.00 m cada una.

En el extremo aguas abajo del colchón, se tiene otro umbral deflector, que es un macizo de concreto simple, a todo lo ancho del tanque, de 7.00 m de altura, con su corona a la elevación 107.00 m, su carga aguas arriba vertical y con talud 1:1 la de aguas abajo, que remata a la elevación 102.00 m, que corresponde a la plantilla del canal de descarga.

Canal de descarga: De sección trapecial, con ancho de plantilla de 58.00 m, taludes 1.5:1 horizontal a la elevación 102.00 m en una longitud de 60.00 m, parte en tangente y parte en curva, revestido de enrocamiento y que remata en un deflector, esviado a la derecha del eje del mismo, que es un macizo de concreto simple a todo lo ancho de la plantilla del canal.

De este punto continúa la misma sección del canal, pero sin revestir, el que descarga las aguas directamente al río Soto la Marina.

Cubicación de materiales:

En la construcción de la Obra de Control y Excedencias se han ejecutado las siguientes cantidades de obra:

| | |
|------------------------------------|------------------------|
| Excavación | 982 672 m ³ |
| Concreto | 41 200 m ³ |
| Acero de refuerzo | 1 723 Ton. |
| Compuertas radiales de 8 x 11.60 m | 5 Pza. |
| Malacates | 5 Pza. |

Canal de desvío: Para proteger el canal de descarga del vertedor contra las aportaciones de agua y acarreos del arroyo La Sonadora, se construyó un canal de desvío con longitud de 295 m y pendiente 0.9 por ciento.

OBRA DE TOMA ALTA

Descripción:

Ubicada en la margen izquierda, está constituida por un conducto de concreto reforzado alojado dentro de excavación en terreno natural y cubierto por el cuerpo de la cortina, provisto en-

su extremo de aguas arriba de una estructura de rejillas y de compuertas deslizantes que serán operadas desde una torre a la cual se tiene acceso por un puente que arranca de la corona de la cortina.

Gasto máximo de diseño: 50 m³/seg.-

Características generales de las diferentes partes que componen la obra de toma alta:

Estructura de rejillas: De concreto reforzado, de forma rectangular, de 8.00 m de longitud y formada por 3 vanos de 2.60 m de ancho y 12.20 m de altura, con su plantilla a la elevación 117.00 m y la losa de techo a la elevación 127.20 m. El umbral de las rejillas se encuentra a la elevación 120.00 m, -- por lo que en el paramento de aguas arriba se tiene un muro de concreto reforzado, a todo lo ancho de la estructura, de 3.00 m de altura. Las rejillas están constituidas por 6 marcos metálicos de perfiles laminados y soleras, verticales, apoyados en las paredes de los vanos y en el muro frontal y una trabe intermedia.

Torre: Localizada inmediatamente aguas abajo de la estructura de rejillas, se tiene una torre de concreto reforzado, de 31.00 m de altura, constituida entre las elevaciones 120.00 m y 148.00 m por un -- marco rígido de 2 vanos de 3.68 por 2.00 m, y entre las elevaciones 117.00 m y 120.00 m por un -- conducto doble, horizontal de sección rectangular de 3.00 m de altura y ancho total variable de -- 8.60 a 3.00 m, en una longitud de 10.40 m. En el interior de los vanos quedan alojadas las compuertas deslizantes de servicios y en la parte de -- aguas arriba del muro frontal exterior del marco de la torre las compuertas de emergencia.

Compuertas: Se dispone de 4 compuertas deslizantes de 3.00 m por 3.00 m, con sus respectivos vástagos, mecanismos elevadores y accesorios, 2 para servicio y 2 para emergencia, operadas eléctricamente desde la caseta de operación, ubicada en la parte superior de la torre.

El umbral de las compuertas se encuentra en la -- elevación 117.00 m.

Peso por unidad, incluyendo accesorios,
de las compuertas deslizantes 16.0 Ton.

Peso por unidad, incluyendo accesorios,
de los mecanismos de operación 2.9 Ton.

Fabricante: Metalver, S.A.

Transición: Para unir la sección rectangular de la zona inferior de la torre con la sección circular del conducto, se tiene una estructura de transición en una longitud de 3.00 m, con su plantilla a la elevación 117.00 m

Conducto: Es una estructura de concreto reforzado, de sección circular, alojado en el tajo excavado en material natural de sección trapecial de 2.00 m de plantilla y taludes 0.5:1, quedando cubierto por el cuerpo de la cortina, y está provisto de 4 dentellones perimetrales ubicados en la zona de contacto con el material impermeable de la cortina, así como de un bloque de concreto simple en su parte inferior de 10.00 m de longitud, localizado del eje de la cortina hacia aguas abajo.

El conducto tiene una longitud de 127.60 m, una pendiente de $s = 0.0343$, con su inicio en la elevación 117.00 m y a la elevación 112.623 m en su terminación, donde remata en un dentellón perimetral.

Tanque amortiguador: Inmediata al portal de salida del conducto, se localiza la trayectoria de la caída, desarrollada en 29.19 m con un desnivel de 12.62 m, de sección variable de rectangular a trapecial con taludes 0.5:1, con ancho de plantilla variable de 3.00 m a 5.00 m, que descarga las aguas al colchón del tanque, que tiene una longitud de 27.21 m, con sección trapecial, taludes 0.5:1 y un ancho de 5.00 m, en la elevación 100.00 m.

Para ayudar a disipar la energía, dentro del colchón, se tienen 2 hileras de dientes deflectores, ubicada la primera en la unión de la trayectoria con el colchón y constituida por 2 dientes deflectores, y la segunda a 10.26 m de la primera y formada por 3 deflectores.

En el extremo aguas abajo del colchón, se tiene otro umbral deflector, que es un macizo de concreto simple, a todo lo ancho del tanque, de 3.85 m de altura, con su cresta a la elevación 103.85 m; tiene su cara aguas arriba vertical y talud 1:1 - la de aguas abajo, que se une a un "salto de esquí", formado por un arco circular, que remata en un dentellón de 4.00 m de profundidad, y arroja las aguas al canal de descarga.

Canal de descarga: De planta recta, de sección trapecial, con taludes 1.5:1, con su plantilla de 11.00 m horizontal a la elevación 100.00 m, alojado en terreno natural, de 180.00 m aproximadamente de longi-

tud, que descarga las aguas directamente al río - Soto la Marina.

Puente de Acceso: Para comunicar la caseta de operación con la corona de la cortina, se tiene un puente, de concreto reforzado, de 2 tramos de 11.00 m de clarocada uno, constituidos por una trabe T, de 0.40 por 1.45 m en el nervio y 1.90 por 0.20 m en el patín, con guarniciones de 0.20 por 0.15 m y parapetos tubulares. El puente se apoya en la torre misma, en una pila intermedia cimentada en el material impermeable de la cortina y en un muro de sostenimiento en la corona de la cortina.

Caseta de operación: Es un salón de concreto reforzado, con pisos de concreto y metálicos, desde donde se operan las compuertas deslizantes, y está ubicada en la parte superior de la torre.

Cubicación de materiales:

Se estima que en la construcción de la obra de toma alta se ejecutarán las siguientes cantidades de obra:

| | |
|---|-----------------------|
| Excavaciones | 61 772 m ³ |
| Concreto reforzado | 4 260 m ³ |
| Acero de refuerzo | 251 500 Kg. |
| Compuertas deslizantes de 3.00 por 3.00 m | 4 Pza. |
| Mecanismos elevadores | 4 Pza. |

OBRA DE TOMA BAJA

Descripción:

Ubicada en la ladera izquierda, quedó constituida por un túnel de sección rectangular con bóveda circular, revestido de concreto, que se construyó para el desvío de avenidas durante la construcción de la presa, definiéndose posteriormente su futura utilización. En el inicio del túnel se tiene una estructura sobre la que se desplanta la estructura de rejillas y que permite la unión de éstas con el mismo, y el gasto que se extrae es controlado por compuertas deslizantes operadas por malacates eléctricos desde la corona de la cortina, a través de una lumbrera.

Gasto máximo de diseño: 150 m³/ség.

Características generales de las diferentes partes que componen la obra de toma baja:

Estructura de entrada: Está constituida por un macizo de concreto, de sección hexagonal, en el que se apoya la estructura de la rejilla y alojado el codo que permite efectuar la unión entre la rejilla y el túnel; tiene una altura de 19.00 m. En la cara de aguas arriba se colocaron 2 compuertas deslizantes de 3.00 m de ancho por 6.00 m de altura, operadas desde una losa en voladizo y perimetral ubicada en la elevación 118.00 m, que permitieron hacer el desvío de la corriente.

Rejillas: Es una estructura de concreto reforzado, de sección hexagonal, de 7.10 m de altura, formada por columnas cimentadas en la estructura de entrada, una trabe perimetral intermedia, sobre las que se apoyan 12 marcos metálicos formados por soleras y perfiles laminados, y por una losa plana en su techo. El umbral de la rejilla se encuentra a la elevación 120.00 m.

Conducto: Formado por un túnel de sección rectangular con bóveda circular, de 6.00 m de ancho, 3.00 m de radio y 6.00 m de altura y de 217.00 m de longitud, revestido de concreto simple en su mayor longitud y de concreto reforzado en las zonas en que lo exigió la geología y en los primeros 10.00 m de su inicio por falta de cielo en el mismo.

Tiene una pendiente de $s = 0.0044$ y su inicio se encuentra en la elevación 101.00 m y su terminación a la elevación 100.00 m, donde remata en un muro de cabeza y descarga las aguas directamente al canal de descarga.

Lumbrera: De sección rectangular, de 8.00 por 8.30 m, formada por 4 vanos de 2.20 por 3.30 m, donde quedarán alojadas las futuras compuertas deslizantes y sus mecanismos y 4 cubos de 1.00 por 1.75 m para ventilación. Fue excavada en roca en una altura de 25.00 m + (entre las elevaciones 107.00 m y 132.00 m aproximadamente) y revestida de concreto, y construido un marco rígido de concreto reforzado de las características y dimensiones señaladas anteriormente, entre las elevaciones 132.00 m y la de la corona de la cortina.

Los futuros mecanismos de operación quedarán instalados en la parte superior de la lumbrera.

Compuertas: Como no se ha definido la utilización que se va a dar a esta obra después de que cumpla su función de obra de desvío, en los vanos correspondientes a las compuertas de emergencia se dejaron instaladas 2 man

paras metálicas de 2.50 m de ancho por 5.00 m de altura, que se soldaron a las piezas fijas de los marcos de las futuras compuertas.

Canal de descarga: De sección trapecial, con taludes 0.5:1, con su plantilla de 8.00 m horizontal a la elevación - - 100.00 m, alojado en terreno natural, de 250.00 m, - aproximadamente, de longitud, que descarga las aguas directamente al río Soto la Marina.

Cubicación de materiales:

Se considera que en la construcción de la obra de toma baja se ejecutarán las siguientes cantidades de obra:

| | |
|---|------------------------|
| Excavación en tajos | 144 000 m ³ |
| Excavación en túnel | 9 800 m ³ |
| Excavación en lumbrera | 2 020 m ³ |
| Concreto reforzado | 6 410 m ³ |
| Acero de refuerzo | 418 000 Kg |
| Mampara de obturación de 2.50 por 2.50 m y un malacate | 2 Pza. |
| Compuertas deslizantes de 3.00 por 6.00 m y un malacate | 2 Pza. |

OBRA DE DESVIO

Descripción general:

Las obras de desviación de la corriente, se desarrollaron en -- las siguientes etapas:

- 1a. Etapa: Las aguas escurrieron por el cauce natural localizado en la margen derecha, construyéndose el túnel de la obra de toma; tratamiento de la cimentación y colocación de las terracerías en la margen izquierda.
- 2a. Etapa: Se construyó una atagüa aguas arriba de la cortina para desviar las aguas por el túnel de la obra de toma; tratamiento de la cimentación y colocación de -- las terracerías en la margen derecha.
- 3a. Etapa: Se removió la atagüa y las aguas escurrieron por el tajo dejado en la margen derecha; terminación de la obra de toma y continuación de la colocación de te--rracerías en la margen izquierda.
- 4a. Etapa: Cierre de la cortina, desviando las aguas por la - - obra de toma y colocando terracerías en toda la cortina.

COSTO:

Las cantidades que se indican a continuación son aproximadas.

Indemnizaciones:

Incluye: Superficies afectadas de tierras -
cultivadas, población de Padilla con 3 000
habitantes, y tramo de la carretera Nacio--
nal Victoria-Matamoros \$ 126 000 000.00

Obras:

Presa caminos, campamentos y residencias \$ 128 000 000.00