



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

28

17

DISEÑO DE CORTINAS TIPO GRAVEDAD

T E S I S

Que para obtener el título de:

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a :

Jesús Armando Araiza Armenta

México, D. F.

1983



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

CAP. I.-	DIFERENTES TIPOS DE CORTINAS	Pág.
	I.1 Definición	6
	I.2 Clasificación	6
	I.3 Descripción	7
CAP. II.-	INVESTIGACIONES DE CAMPO.GEOLOGICAS Y PRUEBAS	
	II.1 Generalidades	13
	II.2 Etapa de reconocimiento superficial	13
	II.3 Etapa de investigaciones preeliminares	13
	II.4 Etapa de investigaciones detalladas	14
	II.5 Métodos de exploración más comunes	15
	II.6 Pruebas de campo (estáticas y dinámicas)	20
CAP. III.-	PROPIEDADES DEL CONCRETO MASIVO	
	III.1 Generalidades	28
	III.2 Propiedades estáticas	28
	III.3 Propiedades dinámicas	31
	III.4 Propiedades promedio	31
CAP. IV.-	SECCION TEORICA DE UNA CORTINA TIPO GRAVEDAD. CARGAS A LAS QUE ESTA SUJETA. COMBINACION DE CARGAS.	
	VI.1 Sección teórica de una cortina tipo gravedad	32
	VI.2 Cargas a las que está sujeta	32

	Pág.
IV.3 Descripción de las cargas	33
IV.4 Combinación de cargas	45
CAP.V.- ANALISIS DE ESFUERZOS.FACTORES DE SEGURIDAD	
V.1 Análisis de esfuerzos	47
V.2 Factores de seguridad	51
CAP.VI.- ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE LA CONSTRUCCION DE CORTINAS TIPO GRAVEDAD.	
VI.1 Generalidades	57
VI.2 Desviación del río	57
VI.3 Limpia y excavación en el sitio	57
VI.4 Tratamiento de la cimentación	57
VI.5 Colados de concreto	61
Referencias	66

DIFERENTES TIPOS DE CORTINAS

I.1. Definición.

Cortina, es una estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río, como obstáculo al flujo del mismo, con el objeto de formar un almacenamiento ó una derivación. Tal estructura debe satisfacer las condiciones normales de estabilidad y ser relativamente impermeable.

I.2. Clasificación.

Las cortinas se pueden clasificar de acuerdo con:

- a) Su altura
 - b) Su propósito
 - c) El tipo de construcción y los materiales que la constituyen
- A su vez éstas se subclasifican en:
- a) Por su altura:
 - a.1) Bajas, son aquellas que tienen una altura estructural de cortina menor de 30 m.
 - a.2) Medias, son en las que la altura estructural de cortina varía de 30 a 100 m.
 - a.3) Altas, son las que tienen altura estructural de cortina mayor de 100 m.
 - b) Por su propósito
 - b.1) Vertedoras, se proyectan para descargar sobre sus coronas. Deben estar hechas con materiales que no se erosionen con tales descargas. Es necesario emplear concreto, mampostería, acero y madera, excepto en estructuras vertedoras muy bajas de unos cuantos metros de altura.
 - b.2) No vertedoras, son las que se proyectan para que no rebase el agua por su corona. Este tipo de proyecto permite ampliar la elección de materiales incluyendo las cortinas de tierra y enrocamiento.

c) Por el tipo de construcción y los materiales que la constituyen.

c.1) De concreto ó mampostería

a) Gravedad

b) Arco

c) Machones ó contrafuertes

c.2) De tierra y enrocamiento

a) Homogéneas

tierra

enrocamiento

b) Materiales graduados

Como la clasificación más común que se utiliza en la realidad, es la anterior, a continuación se describen brevemente cada uno de éstos tipos de cortinas.

I.3. Descripción de los diferentes tipos de cortinas.

a) Cortinas de concreto tipo gravedad. Son aquellas que dependen principalmente de su propio peso para su estabilidad estructural. Generalmente en planta son rectas, sin embargo pueden ser ligeramente convexas hacia aguas arriba en toda su longitud, con el fin de transmitir a los estribos por acción de arco, una pequeña proporción de las cargas. Su sección transversal suele ser aproximadamente trapezoidal, acercándose a la forma triangular, generalmente tienen una anchura en la base igual a 0.7 a 0.9 la altura de la cortina. La roca sólida constituye el material de cimentación más favorable, sin embargo, muchas cortinas pequeñas de concreto se han construido sobre cimentaciones permeables o blandas y se comportan satisfactoriamente. Se adaptan bien para usarse con un vertedor en la corona y, debido a esta ventaja, a menudo se usan formando la parte vertedora de las cortinas de tierra y de enrocamiento ó de una presa derivadora.

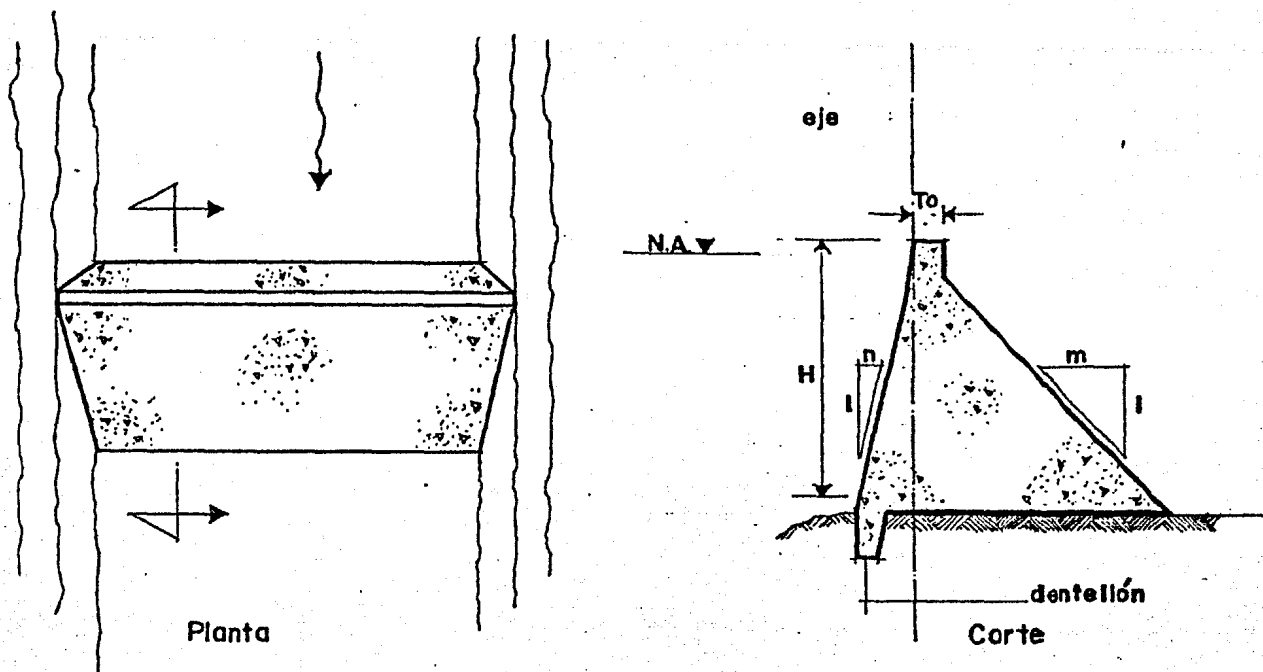


Fig. 1.1 Cortina de concreto tipo gravedad.

- b) Cortinas de concreto tipo arco. Son estructuras masivas, curvas, con convexidad hacia aguas arriba, las cuales adquieren la mayor parte de su estabilidad transmitiendo el empuje hidrostático y las cargas adicionales, por acción de arco hacia la cimentación y empotramientos; aprovechando al máximo las propiedades del concreto para trabajar a la compresión, logrando además un volumen de obra menor al requerido por una cortina tipo gravedad de la misma altura.

Este tipo de cortinas se adaptan bien para usarse en cañones angostos en forma de V ó U, en las que la relación de la distancia entre los arranques del arco a la altura no es grande (menor de 5, aunque se han usado relaciones mayores) y donde la cimentación en estos mismos arranques es roca sólida capaz de resistir el empuje del arco. Casi siempre la anchura de la base es de 0.1 a 0.3 de la profundidad del agua embalsada. Puede proyectarse un vertedor de demasías en la corona de éstas cortinas.

Las cortinas en arco a su vez se pueden clasificar de varias maneras, haciendo referencia a su forma en planta, elevaciones y secciones: arco simple, arco gravedad, arco bóveda ect.

Estas estructuras son de una gran hiperestaticidad, y -- cuando son de importancia, el diseño final casi siempre -- requiere la comprobación de sus condiciones de trabajo, -- mediante modelos reducidos. (ver fig. 1.2).-

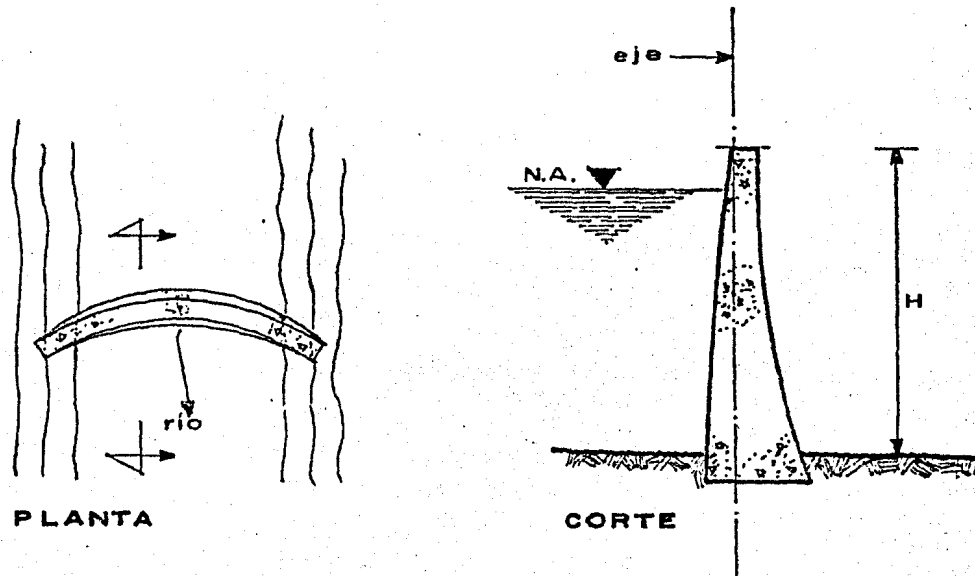


fig. 1.2 Cortina de concreto tipo arco.

- c) Cortinas de concreto tipo de machones o contrafuertes. - Este tipo de cortinas estan compuestas principalmente de dos elementos estructurales: 1) Una cubierta inclinada de concreto armado que soporta el empuje hidrostático y 2) Machones ó contrafuertes con sus ejes perpendicu -- lares al plano de la cortina, los cuales soportan la cu -- bierta y transmiten las cargas de la cimentación. Los -- contrafuertes pueden ser de un solo muro, huecos o de -- doble muro.

c.1) Cortina de machones y losas, en la cual la cubier -- ta esta formada por losas planas, apoyadas en los macho -- nes por medio de ménsulas construida en éstos en la par -- te de aguas arriba. (ver fig. 1.3)

c.2) Cortina en arcos múltiples, en la cual la cubierta -- consiste en una serie de cascarones cilindricos inclina -- dos apoyados en los machones.

c.3) Cortina de machones con cabeza, en la cual la cu -- bierta esta formada por un ensanchamiento ó cabeza de --

los machones en el lado de aguas arriba.

Las cortinas de contrafuertes se consideran que son más económicas que las cortinas macisas de gravedad por que requieren de un volumen menor de concreto, pero debido a la mayor cantidad de acero de refuerzo y moldes que se necesitan, generalmente esto contrarresta la economía lograda en el concreto. El espacio entre los contrafuertes puede usarse económicamente para los conductos de desagüe y la sala de máquinas.

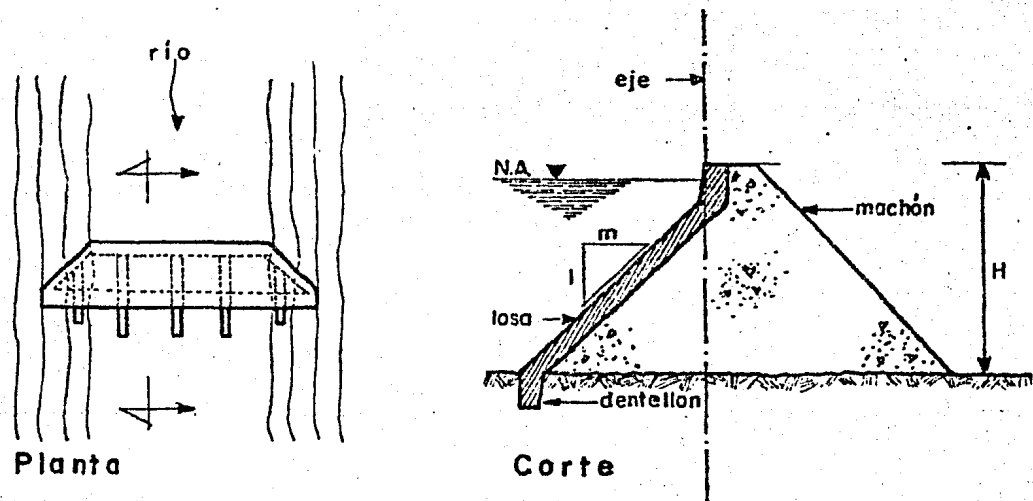


fig. 1-3 Cortina de concreto tipo de machones o contrafuertes.

d) Cortinas de tierra y enrocamiento. Este tipo de cortinas están formadas por roca suelta, grava, arena, limo ó arcilla en muy variadas combinaciones de colocación, con el fin de obtener un grado de impermeabilidad y compactación aceptables y previamente establecidos. En función de lo anterior, se pueden subclasificar como sigue:

d.1) Cortinas homogéneas de tierra, su cuerpo esta construido totalmente de tierra comun, con ambos talúdes protegidos por una capa de enrocamiento, contra la acción destructora de las olas en el talúd aguas arriba y la erosión producida por la lluvia en el talúd aguas abajo. La tierra se coloca en capas delgadas y se le da mecánicamente la compactación de proyecto. La principal desventaja de éstas cortinas es que si el vertedor de demasías no --

tiene la suficiente capacidad, la cortina puede dañarse - y aun destruirse por el efecto erosivo del agua que lle - gue a rebasarla. (ver fig. 1.4)

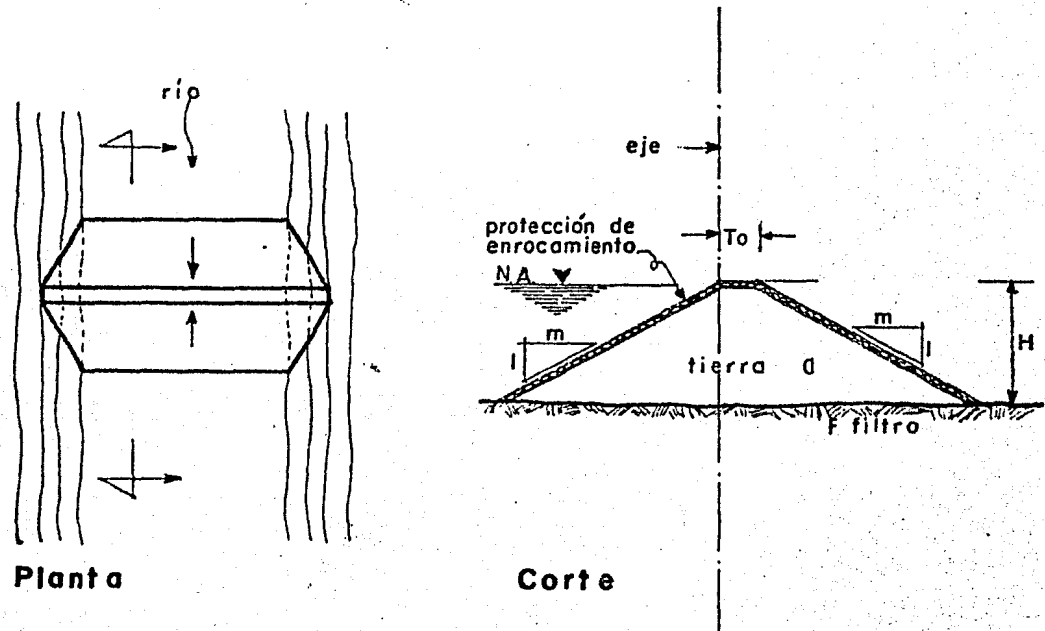


Fig. 1.4 Cortina homogénea de tierra

d.2) Cortinas homogéneas de enrocamiento. Su cuerpo está formado por fragmentos de roca suelta de varios tamaños - cuya función es dar estabilidad a una membrana impermeable, la cual puede ir colocada en el interior de la cortina ó en el talúd de aguas arriba, prolongada con un dentellón hasta terreno impermeable. La membrana puede ser de losas de concreto hidráulico, concreto asfáltico, placas de acero, madera, o un núcleo interior delgado de arcilla. (ver fig.1.5)

d.3) Cortinas de materiales graduados. Este tipo de cortinas están constituidas por una zona central o corazón impermeable, con zonas semipermeables y permeables colocadas progresivamente hacia aguas abajo y aguas arriba desde dicho corazón.

La cantidad que de los diferentes materiales se colocan - en el cuerpo de la cortina dependen en gran parte de su -

disponibilidad en la zona, económicamente, y de las características mecánicas de los mismos. La estabilidad de éstas estructuras es una función de la estabilidad de los talúdes, en las diversas condiciones de trabajo, en donde el flujo de agua a través del cuerpo de las mismas desempeña un papel sumamente importantes. (ver fig. 1.6)

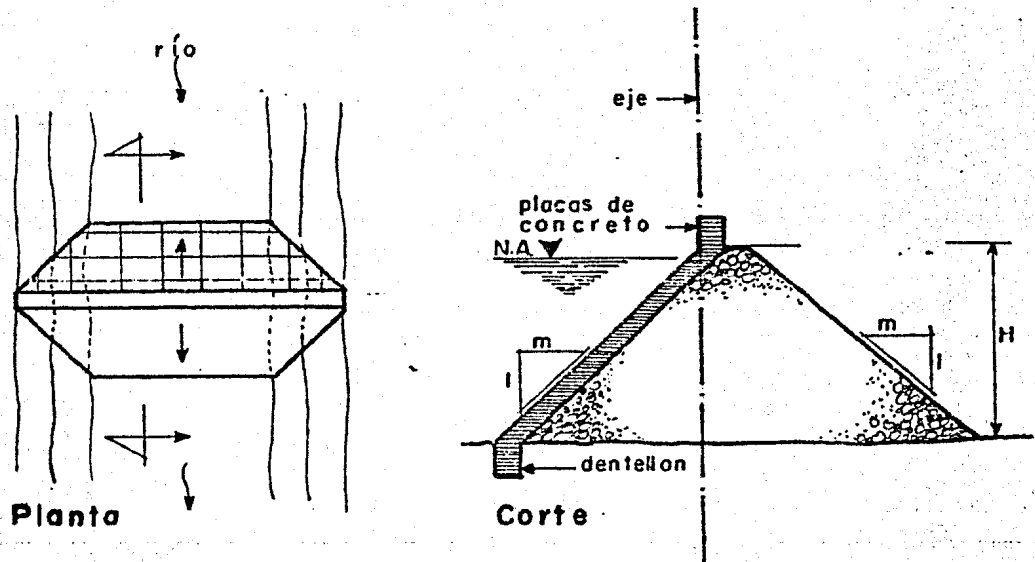


Fig. 1-5 Cortina homogénea de enrocamiento.

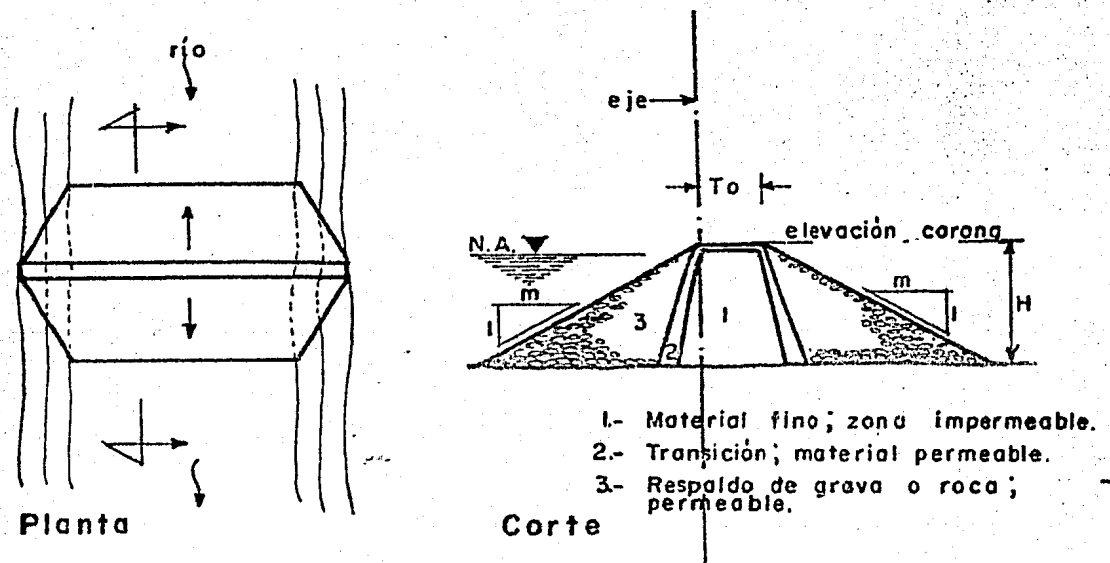


Fig. 1-6 Cortina de materiales graduados

INVESTIGACIONES DE CAMPO. GEOLOGICAS Y PRUEBAS

2.1) Generalidades. Las investigaciones de campo y pruebas que se realizan, sirven para seleccionar un emplazamiento seguro y satisfactorio de la cortina ó la adopción de medidas en el proyecto y en la construcción, necesarias para contrarrestar los defectos en la cimentación.

Las investigaciones de campo las deben realizar hombres experimentados en ésta clase de trabajos, que conozcan las posibilidades y limitaciones de los diferentes métodos de exploración subterránea, seleccionando así los más apropiados en cada caso, a fin de evitar pérdidas de tiempo y de esfuerzo por emplear procedimientos ineficaces.

Las investigaciones de campo se dividen en varias etapas, que se detallan a continuación:

2.2) Etapa de reconocimiento superficial de vaso y boquilla. -- El objetivo de ésta etapa es el de seleccionar el más favorable de los emplazamientos probables, basándose principalmente en la topografía y la geología local.

Antes de empezar las investigaciones de campo se debe hacer un estudio completo de toda la literatura geológica correspondiente a la región, incluyendo el estudio de mapas y fotografías aéreas. Esta información puede obtenerse de compañías privadas ó dependencias gubernamentales (DETENAL). Sin embargo los mapas topográficos y geológicos así obtenidos son a escalas muy pequeñas por lo que para obtener información adicional, se realizan personalmente excursiones de reconocimiento al lugar elegido. En éstas visitas al campo, algunas veces se revelan ó infieren las condiciones de la cimentación por inspección visual de los detalles de la erosión, afloramientos de roca y por excavaciones que existan hechas por el hombre.

2.3) Etapa de Investigaciones preeliminares. Al llegar a éste nivel, se tiene ya una idea general de la geología regional y en base a ésta se determina un área de investigación

lo suficientemente grande en ambos lados del emplazamiento elegido.

En ésta etapa de investigación debe hacerse un mapa geológico superficial que contenga la siguiente información:

- Linderos de los diferentes tipos de suelos
- Localización de los afloramientos de roca
- Localización de zonas de fallas
- Buzamiento y rumbo de fisuras, mantos rocosos y zonas fracturadas
- Otras irregularidades geológicas visibles
- Fuente de materiales de construcción, brevemente explorados.

El mapa debe acompañarse de un informe geológico que describa en forma general la geología regional, la geología del lugar y los problemas geológicos aparentes del emplazamiento de la cortina. El informe concluirá con recomendaciones definitivas en lo que respecta a como y donde deberá llevarse a cabo la exploración adicional.

Las herramientas que utiliza el investigador en ésta etapa son una brújula de mano, un altímetro de bolsillo, y si desea realizar algunas exploraciones de tanteo de las condiciones subterráneas, puede hacerlo con la ayuda de un taladro de mano y de una pala.

2.4) Etapa de Exploraciones detalladas. En esta etapa de investigación, es necesario aplicar métodos adecuados de exploración subterránea (los cuales se mencionan en el punto -- 2.5) para la elaboración de un mapa geológico que contenga la siguiente información:

a) Estadigrafía de la zona, representada por la unión de columnas estadigráficas obtenidas de los sondeos. En cada estrato se debe indicar el tipo de roca, espesor del mismo color, textura, minerología y tamaño de los granos que constituyen la roca.

b) La geología estructural, ó estructura de la roca, comprendiendo la estratificación, laminación, rumbo y buzamiento de las capas, fallas, diaclasas, contactos entre las-

distintas formaciones, etc.

c) Perfil geológico de la boquilla, que nos indique la profundidad y características del recubrimiento y de la roca meteorizada.

d) Localización y profundidad de sondeos y pozas de observación en los que se indique el nivel del agua.

Este mapa, también debe ir acompañado de un informe geológico, en el cual se indique lo siguiente:

- Una mejor descripción de las condiciones geológicas, basada en el trabajo subterráneo.
- Resultados de estudios de las fuentes de material de construcción, con recomendaciones de fuentes adicionales.
- Alteración y alterabilidad (Intemperización y resistencia al intemperismo) de rocas.
- Factibilidad de utilizar el lugar para la estructura planeada y sugerencias de modificaciones si fueran necesarias.

En ésta etapa también se realizan investigaciones de campo sobre la permeabilidad del material de cimentación, y se investigan completamente las zonas de filtración del futuro embalse.

2.5) Los métodos de exploración más comunes son:

a) Sondeos. Cuando los sondeos se realizan en roca, se utilizan perforadoras giratorias, las cuales en el extremo de la tubería de perforación tienen colocado, un muestreador especial, llamado de "corazón", en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, que facilitan la perforación.

Las velocidades de rotación son variables, de acuerdo con el tipo de roca a atacar.

La localización, profundidad, inclinación y número de sondeos que se requiera para la exploración está determinado-

por la complejidad de las condiciones geológicas que se presenten, tipo de estructura y exigencias del proyectista en ésta materia.

Sin embargo los sondeos iniciales en el emplazamiento de la cortina, se basan generalmente en el siguiente criterio:

- Se hace un sondeo vertical en cada estribo, más o menos a la mitad del camino entre la parte superior y el fondo del estribo, hasta una profundidad aproximadamente igual a la del fondo del río (d_1 en la fig.2.1)
- Se hace un sondeo (o más) en el lecho del río hasta una profundidad aproximadamente igual a la altura de la cortina. (d_2 en la fig. 2.1).

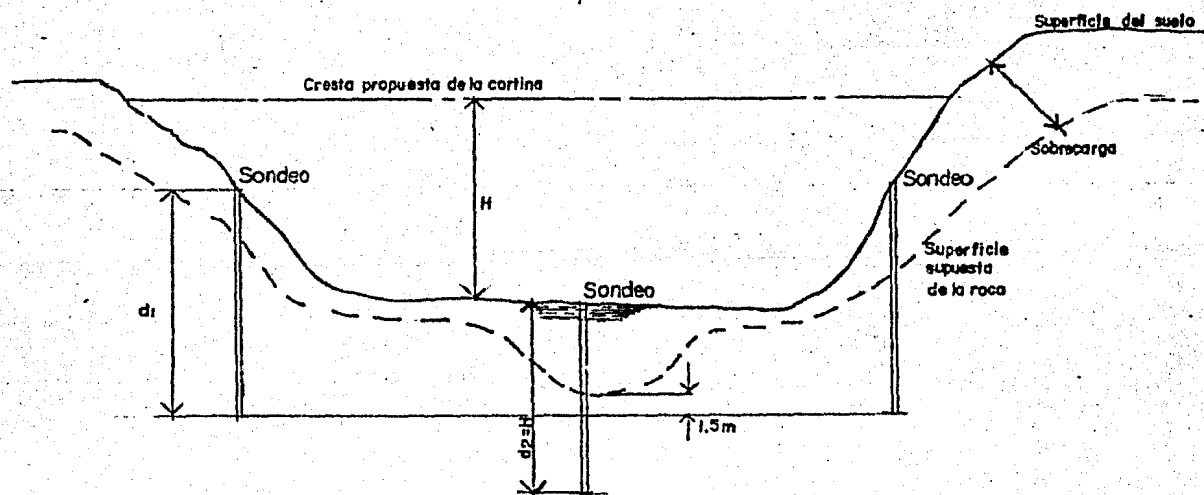


Fig.2.1 Programa de perforación para reconocimiento.

En base a los datos obtenidos en los sondeos iniciales, se establece un programa de las perforaciones necesarias para determinar detalladamente, las características geológicas de la boquilla. (Ver fig. 2.2).

Para cada sondeo se debe hacer un registro, donde además de anotar las características geológicas de la roca, se debe anotar lo siguiente.

- Porcentaje de recuperación de la muestra obtenida, para determinar el índice de calidad de la roca.

- Inclínación de la perforación.
- Número de revoluciones por minuto.
- Velocidad de penetración.
- Anormalidades ocurridas durante la perforación (por ejemplo pérdida de la muestra).

b) Túneles o Galerías de Inspección. Estas galerías generalmente se construyen en las laderas de la boquilla y sus dimensiones son aproximadamente de 1.2 a 2.0 metros de ancho y 1.2 a 2.50 m de altura. Ver fig. 2.2

El propósito principal que se persigue con una galería, es permitir el exámen detallado de las características geológicas de la roca, otros propositos son:

- Realizar sondeos en cualquier dirección
- Aplicar tratamientos a la cimentación (inyecciones de lechadas)
- Como ayuda en las investigaciones por métodos geofísicos.
- Determinar la capacidad de carga y resistencia al corte de la roca, in situ.

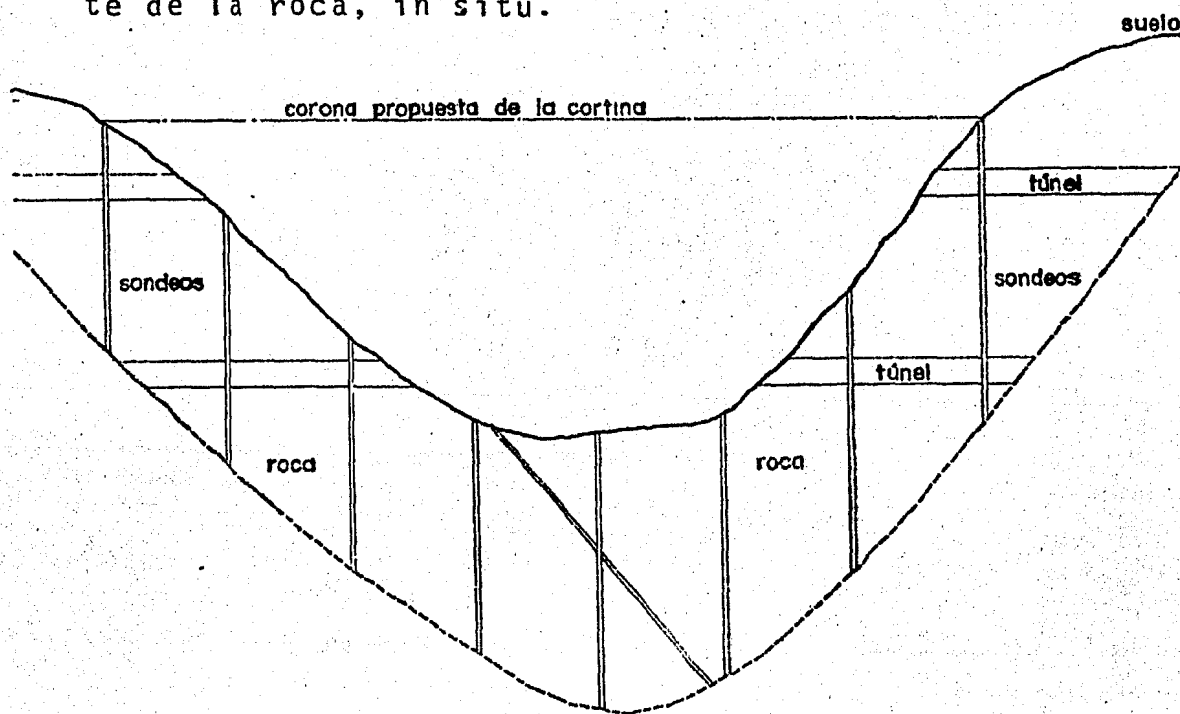


Fig. 2.2 Programa de exploración definitiva.

c) Pozos a cielo abierto. Los Pozos a cielo abierto generalmente se hacen en la etapa de investigaciones preeliminares y sirven para obtener información sobre la capa de material que forma el recubrimiento de la roca; también sirven para obtener los datos necesarios en la búsqueda de agregados para el concreto.

d) Métodos Geofísicos. Son una mezcla de física y geología, puesto que las medidas físicas se interpretan de acuerdo con las condiciones geológicas del subsuelo.

Existen cuatro métodos geofísicos de mayor importancia -- que son: Sísmico, de resistividades eléctricas, magnético y gravimétrico. Sólo el primero de ellos se describirá en éste punto.

Método Sísmico. Este procedimiento se basa en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias tipo sísmico a través de diferentes medios materiales.

Escencialmente el método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar, usando una pequeña carga de explosivo, generando así ondas sísmicas en el terreno que viajan a diferente velocidad en cada estrato del subsuelo. En la zona a explorar, se sitúan geófonos en línea, separados entre sí de 15 a 30 metros. (ver fig. 2.3.a), cuya función es la de captar amplificar y transmitir las ondas sísmicas a un aparato registrador u oscilógrafo central que registra varias líneas o trazos una para cada geófono. (ver fig. 2.3.b). Con los tiempos de recorrido de las ondas sísmicas registrados en el oscilógrafo y las distancias del punto de explosión a c/geófono, se elabora una gráfica, dando como resultado dos rectas cuyas pendientes son velocidades de las ondas sísmicas (V_1 y V_2) en dos estratos adyacentes. (ver fig. 2.3.c). Al aplicar éste método en la etapa de investigaciones preeliminares, el principal objetivo es determinar el perfil geológico de la boquilla, indicando la profundidad --

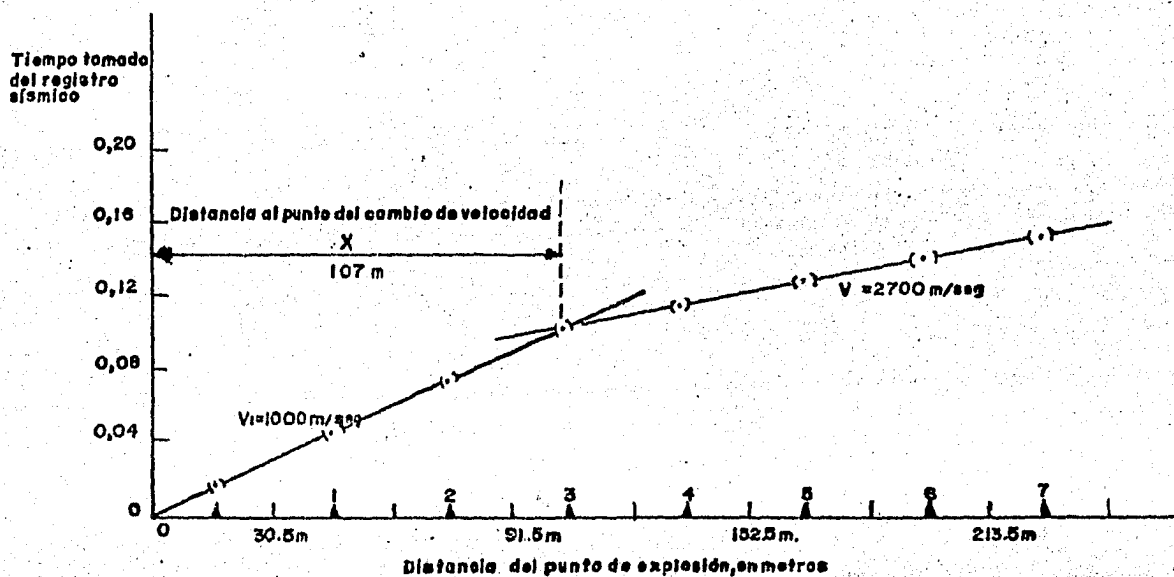
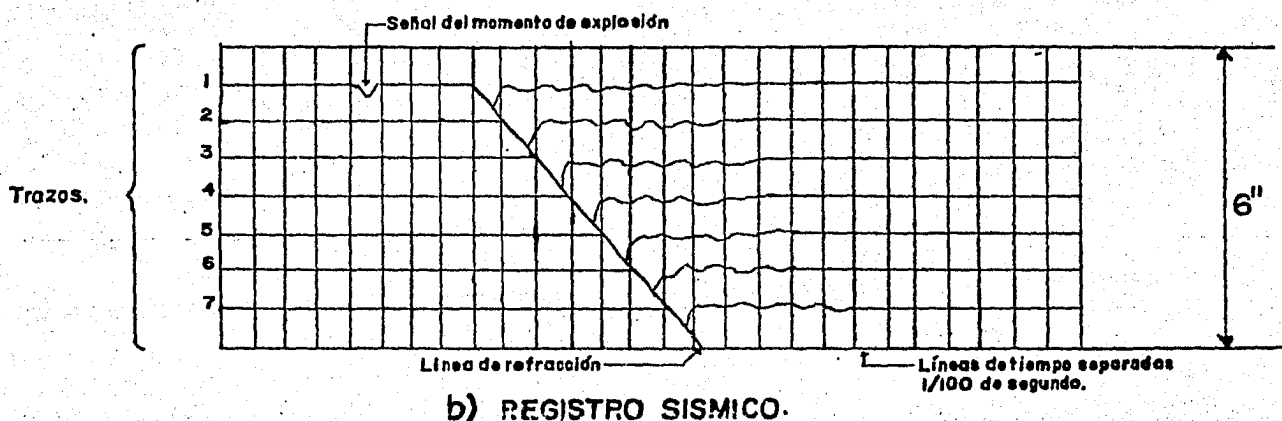
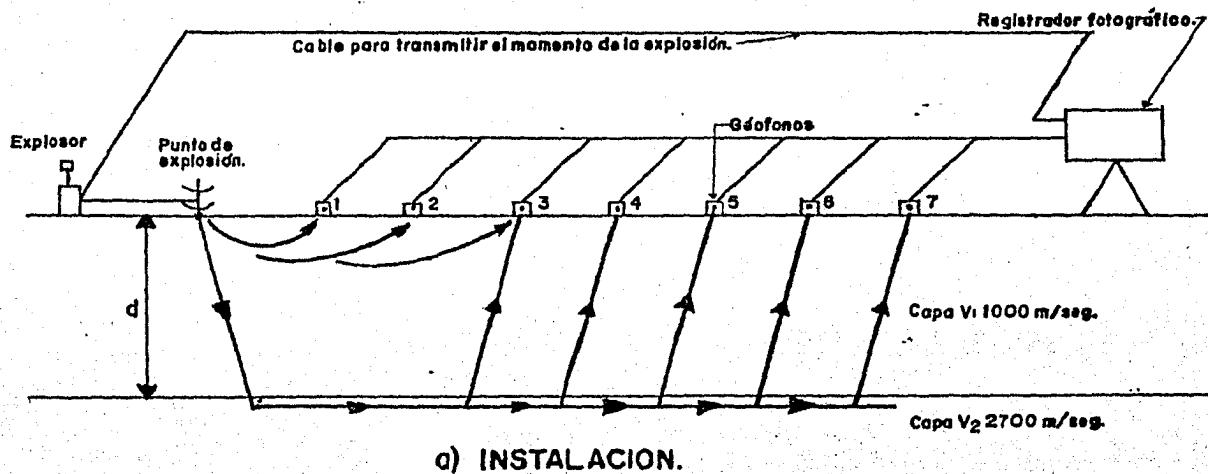


FIG. 2.3 Método sísmico por refracción.

(espesor) del estrato que cubre la roca. (ver fig.2.3.a).- El espesor (d) del recubrimiento se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$d = \frac{X}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$

dónde:

X = Distancia al punto del cambio de velocidad, en m.

V₁ = Velocidad de la onda sísmica en el recubrimiento en m/seg.

V₂ = Velocidad de la onda sísmica en la roca, en m/seg.

Posteriormente, éste método se utiliza para definir contactos en la formación rocosa y módulos de elasticidad de los diferentes tipos de rocas. Esto se describe en el punto 2.6.c.

2.6) Pruebas de Campo. Las propiedades de la roca que interesa determinar mediante pruebas de campo, son fundamentalmente la permeabilidad, resistencia y deformabilidad. A continuación se describen las pruebas que se realizan para determinarlas.

a) Permeabilidad. Cuando el material de cimentación sea una roca fisurada, el criterio más apropiado para determinar su permeabilidad, es el de la prueba Lugeon. La prueba Lugeon consiste en medir el gasto de agua, en litros por minuto y por metro lineal de perforación, que fluye por la roca bajo una presión de 10 kg/cm², la absorción así registrada es la unidad Lugeon. La prueba se realiza en tramos de 3 a 5 m de longitud, aislándolos con empaques de cuero o de hule. (ver fig.2.4). El equipo está formado por una bomba de inyección, el manómetro que se instala en el brocal del pozo y el aforador de caudales. Debe tomarse en cuenta la profundidad media del tramo que se ensaya, para determinar la presión a leerse en el manómetro durante la prueba.

Es necesario registrar los gastos a medida que se incrementa la presión hasta alcanzar la máxima, así como al regresar a cero, con esto se obtienen curvas como las dibujadas en la fig. 2.5. Dado que no es lineal la relación entre presiones y caudales, resulta inadmisibles extrapolar los datos obtenidos. Se prefiere realizar las pruebas después de terminada la perforación, debido a que son lentas, pues para cada presión debe esperarse hasta alcanzar la condición de flujo constante durante 15 minutos.

El ensayo es susceptible de errores importantes por fugas en los empaques o bien por flanqueo en rocas muy fracturadas. Cerca de la superficie la prueba es difícil de realizar debido a las fugas de agua, en ciertos casos se corre el riesgo de mover masas importantes de roca por subpresión. Para fines prácticos se puede hacer la siguiente clasificación, de acuerdo con los datos obtenidos de las pruebas:

Roca Impermeable; de 1 a 3 U.L.

Roca Semipermeable: de 4 a 6 U.L.

Roca Permeable: de 7 ó más U.L.

Nota: UL = Unidad Lugeon.

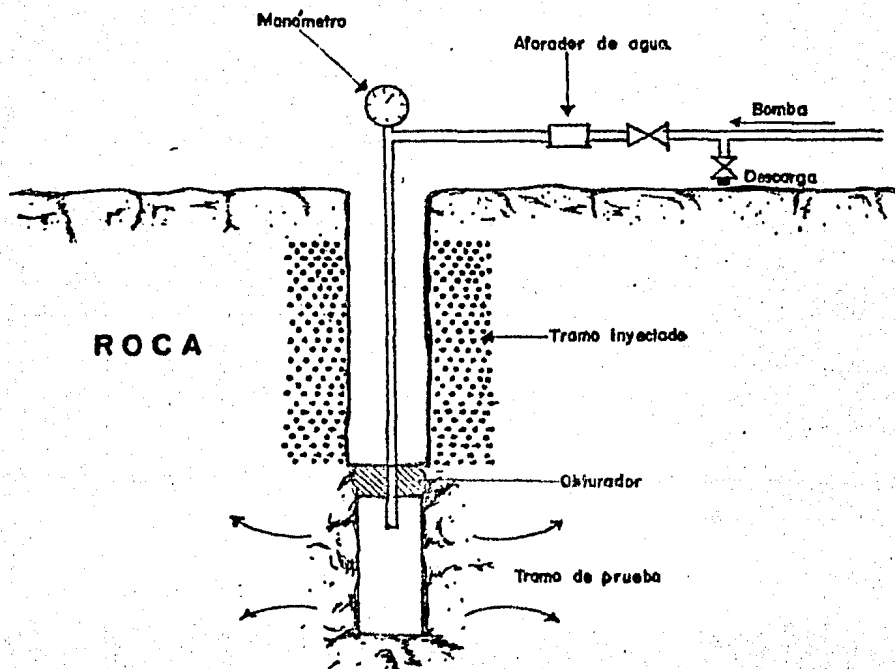


Fig. 2.4 Montaje de principio para la realización de un ensayo Lugeon.

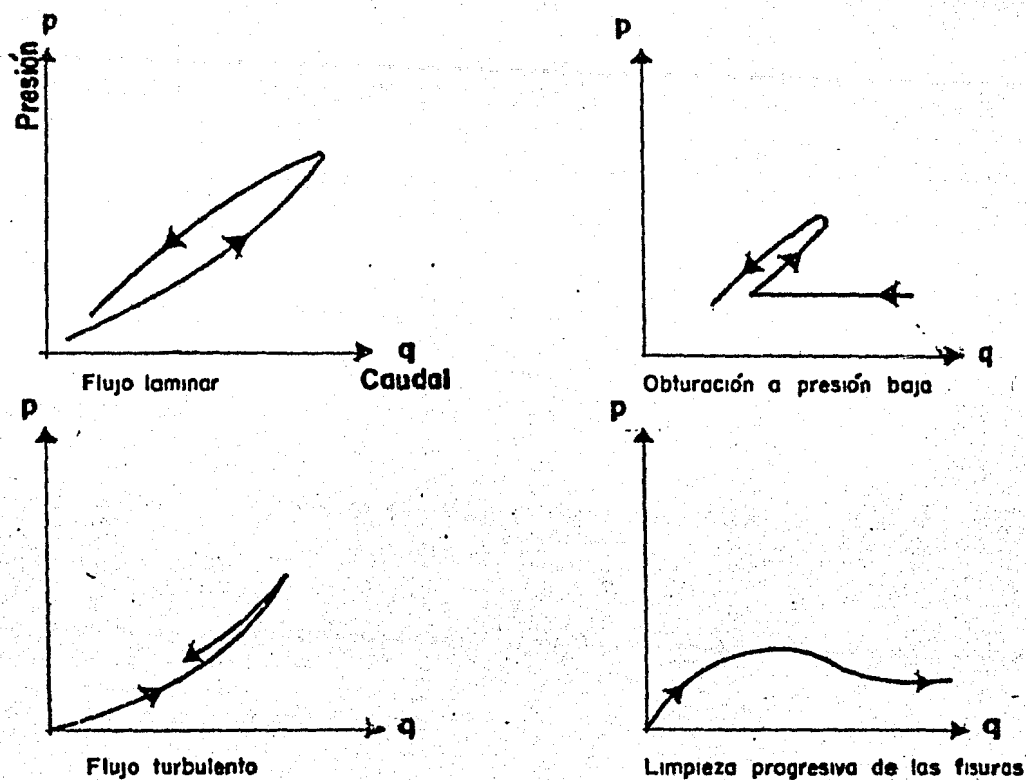


Fig. 2.5 Diferentes diagramas de ensayos Lugeon.

b) Resistencia. En el estudio de las propiedades de resistencia de una roca hay que considerar, en general, tres clases de esfuerzos: Esfuerzos de compresión, Esfuerzos cortantes y Esfuerzos de tensión (éstos últimos generalmente se desprecian).

En seguida se describe una de las pruebas de campo que se pueden utilizar para determinar la resistencia de la roca al esfuerzo cortante.

La prueba consiste en labrar en el piso, dentro de una galería, bloques de roca de normalmente 70 x 70 cm. de sección transversal y 35 cm. de peralte. Estos bloques se sujetan a un estado biaxial de esfuerzos mediante la aplicación de una carga vertical y una carga ligeramente inclinada con respecto a la horizontal. (ver fig.2.6).

Para diversos valores del esfuerzo vertical, se determina el esfuerzo cortante horizontal que produce la falla y se miden mediante el empleo de extensímetros, tanto los desplazamientos horizontales como verticales del bloque. - - (ver fig. 2.7).

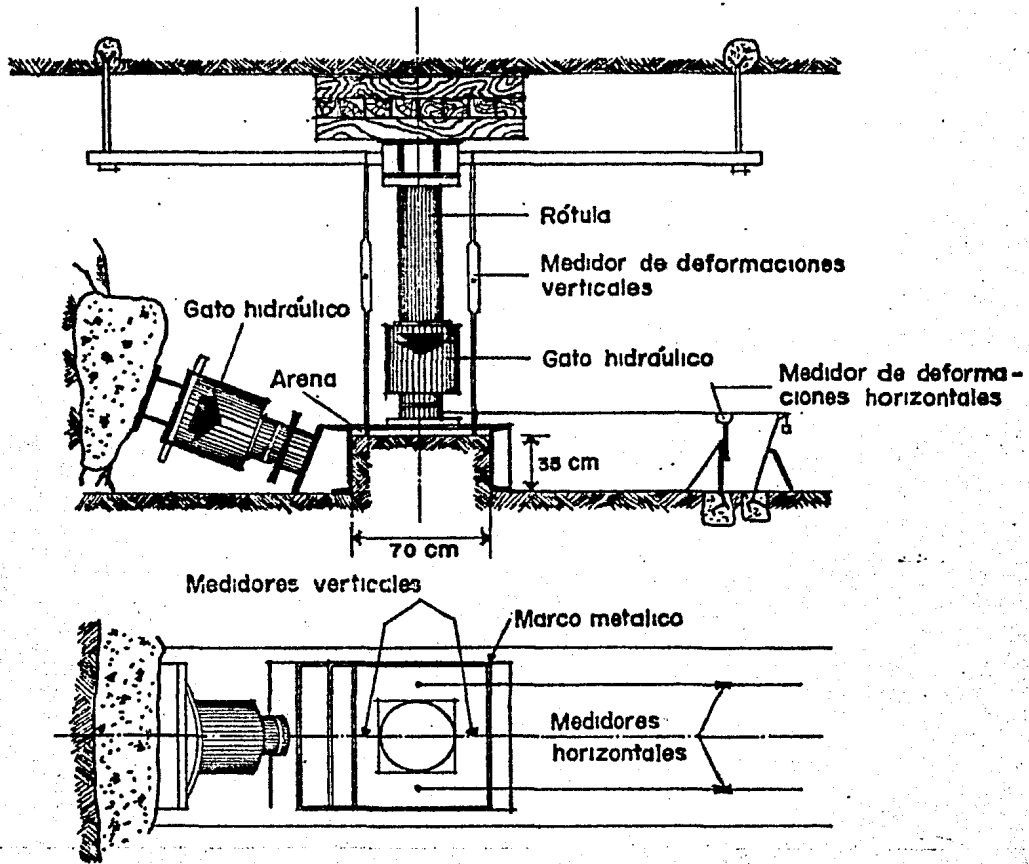


Fig. 2.6 Ensayo de cortante en roca.

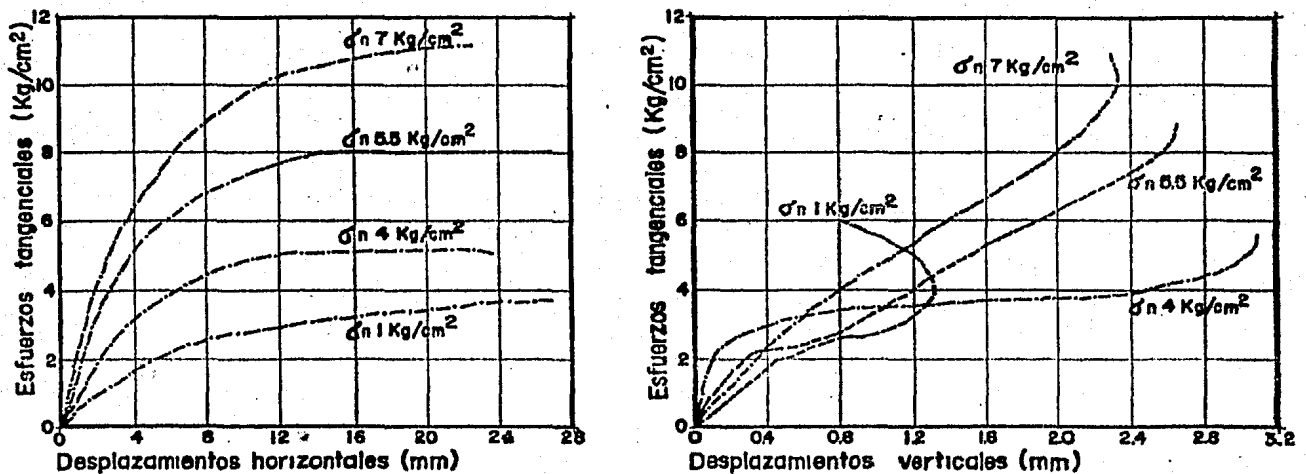


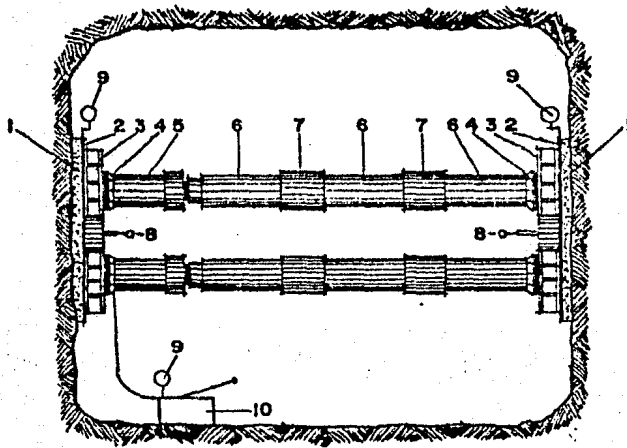
Fig. 2.7 Gráficas de esfuerzos tangenciales contra desplazamientos horizontales y verticales en ensayos de cortante en roca.

c) Deformabilidad. Las pruebas de deformabilidad de la roca insitu son las que se efectúan con mayor frecuencia para el estudio del comportamiento de los macisos rocosos. - El objetivo principal que se persigue al llevarlas a cabo, es la determinación de un "módulo de elasticidad medio" - que permita analizar el efecto de las deformaciones de la cimentación, en el comportamiento de las estructuras. Existen dos tipos de pruebas para la determinación de módulos elásticos, unas estáticas y otras dinámicas, que en seguida se describen.

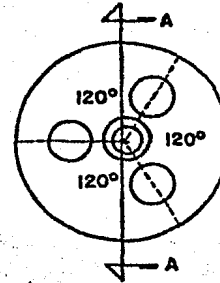
Pruebas Estáticas. Estas pruebas, se pueden realizar ya sea en las paredes de las galerías mediante aplicación de cargas con gatos hidráulicos y placas de distribución ó en cámaras de sección circular revestidas de concreto y sujetas a presión hidrostática. De estas dos, la que más se utiliza es la primera.

Prueba estática empleando gatos hidráulicos y placas de distribución. Existen muchas variantes de ésta prueba, -- siendo la principal la relacionada con la placa de distribución y los sistemas de medición y control de presiones y desplazamientos. La placa de distribución es casi siempre circular y de diámetro tal que distribuye la carga en aproximadamente 1 m^2 de superficie. Esta placa puede ser rígida ó flexible; en cualquier caso el cálculo de los módulos de elasticidad se efectúa asumiendo que el maciso rocoso es un sólido infinito, elástico, homogéneo e isotrópico.

Los desplazamientos de las paredes normalmente se miden en el centro de aplicación de la carga, para lo cual la placa de apoyo tiene un agujero central. Normalmente se cargan en forma igual las dos paredes opuestas de una galería y se miden las deformaciones en ambos lados. La prueba puede efectuarse en dirección horizontal y en dirección vertical (ver fig. 2.8).



Sección A-A



Planta

- 1.- Relleno de mortero
- 2.- Gato plano
- 3.- Rodaja de acero
- 4.- Zapatas de acero
- 5.- Gato hidráulico de pistón (200 ton.)
- 6.- Niple de acero
- 7.- Cople de acero
- 8.- Extensómetro de carátula (0.01 mm)
- 9.- Manómetro
- 10.- Bomba hidráulica

Fig. 2.8 Ensayo de deformabilidad de la roca.

Los esfuerzos que se aplican a la roca, llegan a alcanzar valores hasta de 60 kg/cm^2 . Este valor máximo se alcanza normalmente después de varios ciclos de carga y descarga a presiones inferiores ascendentes. Se acostumbra también mantener presión constante durante intervalos considerables con objeto de observar deformaciones diferidas en la roca.

Las curvas esfuerzo-deformación que se observan en las pruebas de deformabilidad en el campo, tienen, aproximadamente, la forma que se presenta en la fig. 2.9. A partir de éstas curvas se puede obtener el módulo elástico (E) con las siguientes ecuaciones:

$$E = \frac{\pi r}{2} \frac{(1-\mu^2)}{E} \sigma \quad (\text{placa rígida})$$

$$E = 2r \frac{(1-\mu^2)}{E} \sigma \quad (\text{placa flexible})$$

dónde:

μ = Coeficiente de Poisson, que normalmente se supone entre 0.12 y 0.18 ó que puede obtenerse de ensayos de laboratorio o del análisis de las velocidades de las ondas -- transversales en pruebas dinámicas.

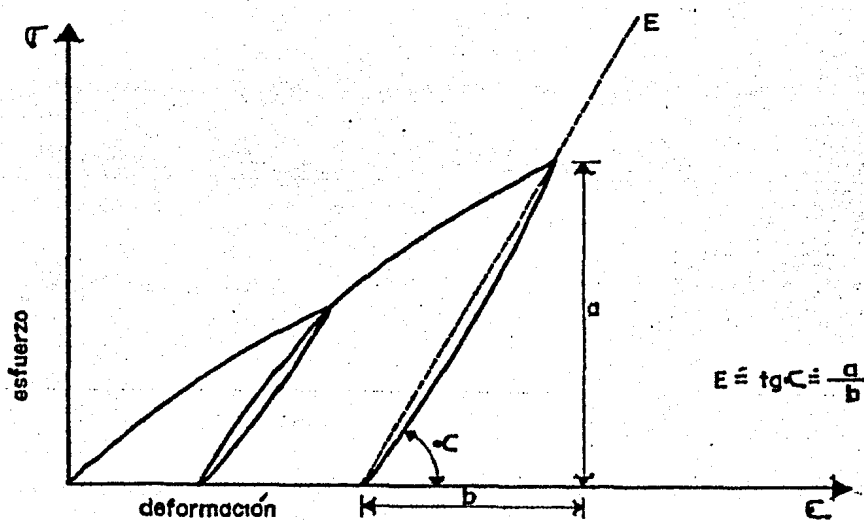


Fig. 2.9 Curvas esfuerzo - deformación de la roca en pruebas de campo

Pruebas Dinámicas. El procedimiento para realizar éstas pruebas fue descrito en el punto 2.5.d referente a métodos geofísico y se puede resumir que consiste en medir el tiempo transcurrido entre una detonación y la llegada de las ondas longitudinales y transversales a una estación de registro. Conocida la distancia entre las dos estaciones, se calculan las velocidades de ambas ondas y en términos de la densidad de la roca, pueden calcularse el módulo de Poisson dinámico (μ_d) y el módulo de elasticidad dinámico (E_d), con las siguientes ecuaciones:

$$\mu_d = \frac{a^2 - 2}{2(a^2 - 1)} \quad ; \quad a = \frac{V_p}{V_s}$$

$$E_d = \frac{\gamma}{g} V_p^2 \frac{(1 + \mu_d)(1 - 2\mu_d)}{1 - \mu_d}$$

V_p = Velocidad de las ondas longitudinales, en m/seg.

V_s = Velocidad de las ondas transversales, en m/seg.

γ = Peso específico de la roca ; en kg/m^3 .

g = Aceleración de la gravedad, en m/seg^2 .

= Densidad de la roca.

Nota: Cuando se utiliza como fuente de energía ondulatoria una carga explosiva, se precisan geófonos especiales que respondan sólo a las ondas transversales, ya que los geófonos ordinarios registran únicamente las ondas sísmicas longitudinales.

Este procedimiento presenta grandes ventajas en exploraciones preeliminares y exploraciones de gran extensión, como se indica en la fig. 2.10. Sin embargo, para obtener valores confiables en áreas relativamente reducidas, es absolutamente necesario recurrir a las pruebas estáticas. En general los módulos elásticos dinámicos resultan mayores que los módulos elásticos estáticos.

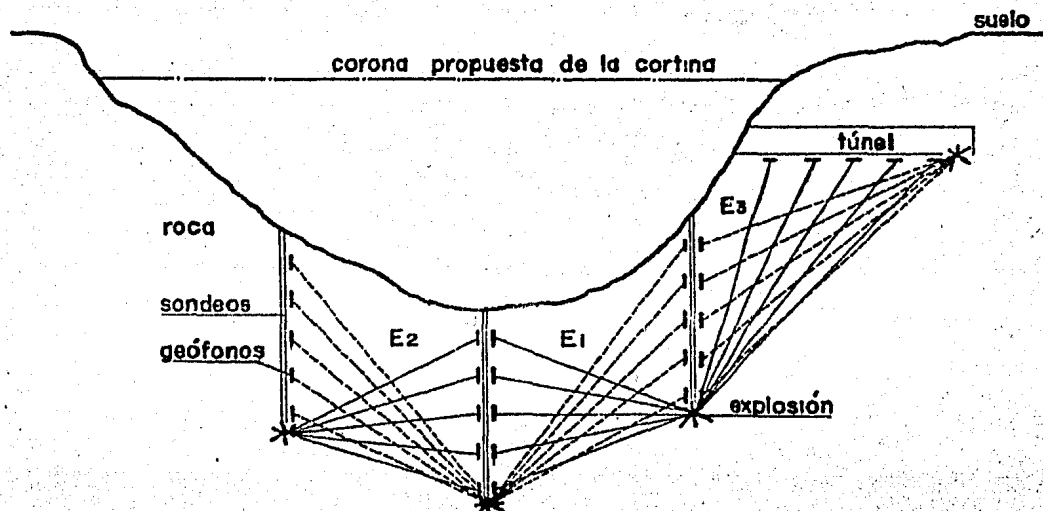


Fig. 2.10 Método geosísmico para determinar módulos de elasticidad en las rocas.

PROPIEDADES DEL CONCRETO. CONCRETO MASIVO.

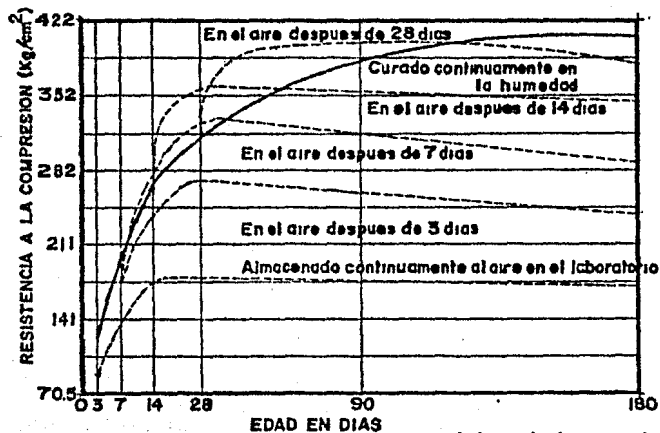
3.1 Generalidades.

El concreto que se utiliza para la construcción de cortinas tipo gravedad, deberá satisfacer las propiedades requeridas por el criterio de diseño. Las propiedades del concreto varían con la edad, tipo de cemento, agregados y otros ingredientes (puzolanas, cenizas volcánicas, aditivos, aire incluido), así como con su proporción en las mezclas. Las propiedades del concreto se pueden clasificar en tres tipos: - Estáticas, Dinámicas y Promedio, las cuales se describen en seguida.

3.2 Propiedades Estáticas.

a) Esfuerzos. Los esfuerzos que deben resistir el concreto son de compresión, tensión y cortante, aunque para el diseño no se admiten esfuerzos de tensión en el cuerpo de la -- cortina.

La Resistencia a la compresión, se determina en el laboratorio mediante cilindros de prueba sometidos a carga axial -- que se elaboran con la mezcla de diseño. Estas pruebas se realizan para diferentes edades del concreto tomando como -- valor de la resistencia última a la compresión, el obtenido de cilindros de 365 días de edad, ya que para estructuras -- normales se consideran cilindros de prueba de 28 días de -- edad. Ver fig. 3.1. En esta misma figura se puede observar -- como influye el curado del concreto para que éste desarro -- lle su resistencia a la compresión correctamente. En la fig. 3.2 se observa como afecta la relación agua-cemento y la in -- clusión de aire en la resistencia del concreto. Además de -- las pruebas de resistencia a la compresión se deben hacer -- pruebas apropiadas de resistencia a la tensión y al cortan -- te.



datos de la mezcla

w/c = 0.50

Revenimiento = 35 plg

Prop. de cemento = 330 Kg/m³

Porcentaje de arena = 38

Prop. de a.a = 4%

Fig. 3.1 Resistencia a la compresión del concreto secado en el laboratorio al aire, después de haberlo curado en la humedad.

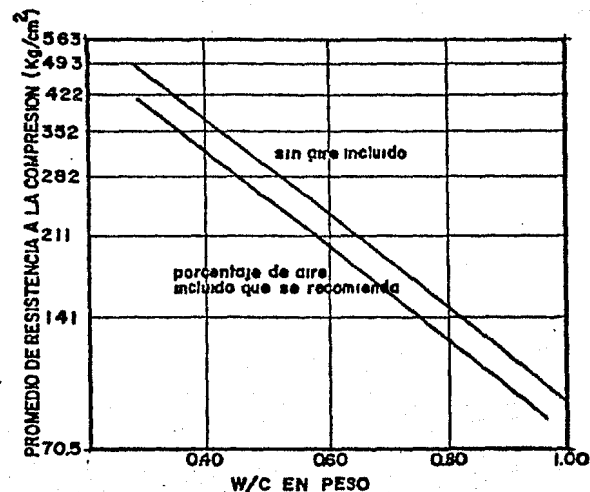


Fig. 3.2 La resistencia en función de la relación agua-cemento en el concreto sin aire y con aire incluido.

b) Manejabilidad; se define como la facilidad con la que un grupo dado de materiales se puede mezclar para formar concreto y después manejarse, transportarse y colarse en la manera que pierda menos su homogeneidad. La manejabilidad del concreto, se puede mejorar con la inclusión intencionada de un 2 a 6% de aire y/o con la adición de puzolanas en la mezcla. La prueba de revenimiento, asociada al buen criterio que se desarrolla con la experiencia, constituyen medios para evaluar la manejabilidad del concreto.

c) Durabilidad. Un concreto durable es aquel que puede soportar, en un grado satisfactorio, los efectos de las condiciones de servicio a las que se le somete, como el intemperismo, los efectos químicos y el desgaste.

La desintegración del concreto por intemperismo se debe principalmente al efecto destructor producido por las variaciones de temperatura y a las alternativas de humedad y sequedad.

Las causas comunes de la destrucción química del concreto, incluyen: (1) Afinidad álcali-agregado, a la que se debe

que los álcalis del cemento, reaccionen químicamente con los elementos minerales constituyentes de los agregados -- del concreto, (2) Deterioro resultante del contacto con varios agentes químicos. (3) Ataque por los sulfatos en los que las sales que estan presentes en el agua subterránea ó en el suelo que queda en contacto con el concreto, atacan a la parte del cemento.

La durabilidad se puede mejorar con la adición intencional de un 2 a 6% de burbujas de aire, con el uso de puzolanas, y utilizando el tipo de cemento adecuado.

d) Propiedades elásticas. Las propiedades elásticas ó de deformación del concreto son: El módulo de Poissón y el módulo de elasticidad que puede ser instantaneo o sostenido. El módulo de elasticidad instantaneo y el módulo de Poissón se obtienen con la deformación que ocurre inmediatamente -- al aplicar una carga inicial en los cilindros de prueba. El modulo de elasticidad sostenido, se obtiene considerando la deformación total que ocurre después de un período -- de tiempo sometido a una carga constante. El incremento en la deformación que se presenta después de la deformación -- inicial, se debe al flujo plástico (fluencia) del concreto. Estos períodos de carga son a menudo de 365 y 730 días. Los cilindros de prueba que se usan son para diferentes -- edades del concreto y seran del mismo tamaño y curados de la misma forma que aquellos usados para las pruebas de esfuerzo de compresión.

Los valores de los módulos de elasticidad instantaneo, módulos de elasticidad sostenido y módulo de Poissón usados en los análisis seran el promedio de todos los valores de las pruebas de los cilindros.

e) Propiedades térmicas. Los efectos de los cambios de temperatura debido al fraguado del concreto en las cortinas -- de gravedad, no son tan importantes en el diseño como para las cortinas de arco. Sin embargo, durante la construcción el cambio de temperatura del concreto en la cortina, será--

controlado para evitar grietas indeseables. Las propiedades térmicas necesarias para la evaluación de los cambios de -- temperatura y sus efectos son: conductividad térmica, calor específico, difusividad y coeficiente de expansión térmica-- que representa la expansión por unidad de longitud para la-- variación de un grado de temperatura.

La cantidad de calor de fraguado que se genere en la masa -- de concreto, depende de:

- Tipo de cemento que se utilice
- Dosificación (relación agua-cemento, cenizas vo-- lantes, puzolanas, aditivos, etc.)
- Volumen que se coloque en el día
- Medidas que se tomen para enfriarlo (refrigerando el agua y/o los agregados, agregando hielo, circu-- lando agua por serpentines).

f) Peso volumétrico. Este peso se obtiene como un promedio-- de los pesos volumétricos de los cilindros de prueba, que -- se elaboran con la mezcla de diseño, ó sea con los materia-- les que realmente se van a utilizar para la construcción de la cortina.

3.3 Propiedades dinámicas del concreto.

Las pruebas de laboratorio para determinar las propiedades-- dinámicas del concreto, se encuentran aún en la etapa de ex-- perimentación.

3.4 Propiedades promedio del concreto.

Para diseños preeliminares, se pueden usar los siguientes -- valores promedio de las propiedades del concreto, hasta que se disponga de datos de pruebas de laboratorio para mejorar los resultados.

- a) Esfuerzo a la compresión; de 207 a 345 kg/cm²
- b) Esfuerzo a la tensión; de 5 a 6% del esfuerzo a la com -- presión.
- c) Esfuerzo cortante;
Cohesión (c) = 10% del esfuerzo a la compresión
Coeficiente de fricción interna (μ) = 1.0
- d) Módulo de Poissón = 0.2
- e) Módulo de elasticidad instantaneo = 34.5×10^4 kg/cm²
- f) Coeficiente de expansión térmica = $9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
- g) Peso volumétrico = 2400 kg/m³.

SECCION TEORICA DE UNA CORTINA TIPO GRAVEDAD CARGAS A LAS QUE ESTA SUJETA.COMBINACION DE CARGAS

IV.1) Sección Teórica de una cortina tipo gravedad. Para un primer dimensionamiento de una cortina tipo gravedad, se utiliza una sección teórica de forma triangular y espesor unitario (1 metro), como la mostrada en la fig.4.1.

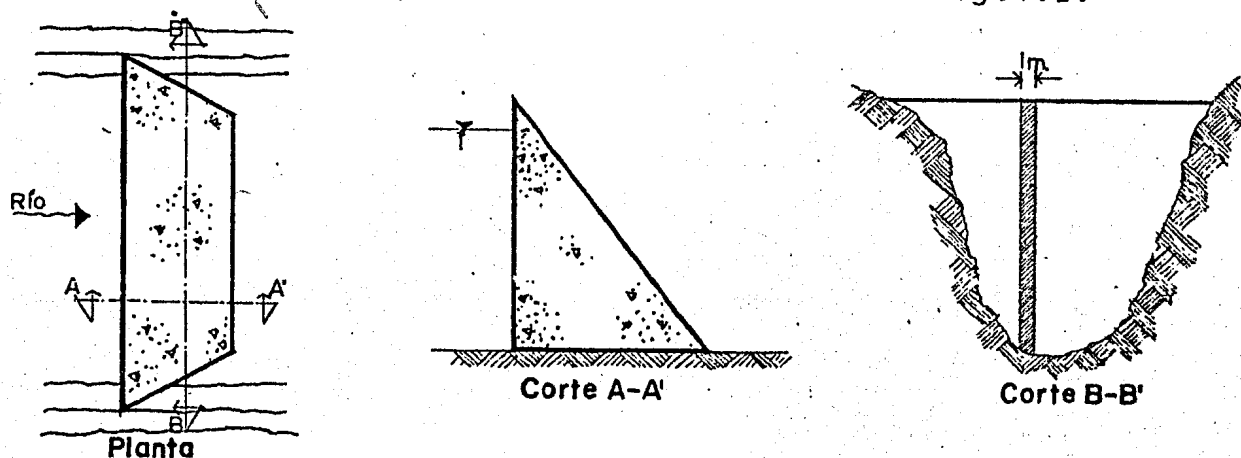


Fig.4.1 Sección teórica de una cortina tipo gravedad.

IV.2) Cargas a las que está sujeta una cortina tipo gravedad. - Como se dijo al principio la función principal de una cortina es elevar el nivel del agua, por lo que, la fuerza externa principal que deben resistir éstas es la presión del agua embalsada, además de otras fuerzas que actúan sobre la estructura. Por lo tanto las cargas a que esta sujeta una cortina, se ilustran en la fig.4.2 y son:

- a) Peso propio (W_c)
- b) Empuje hidrostático (E_h)
- c) Empuje de azolves (E')
- d) Empuje del hielo (E_i)
- e) Efectos sísmicos
 - 1) Hidrodinámico (E_s)
 - 2) En la estructura (F_s)
- f) Subpresión (S)

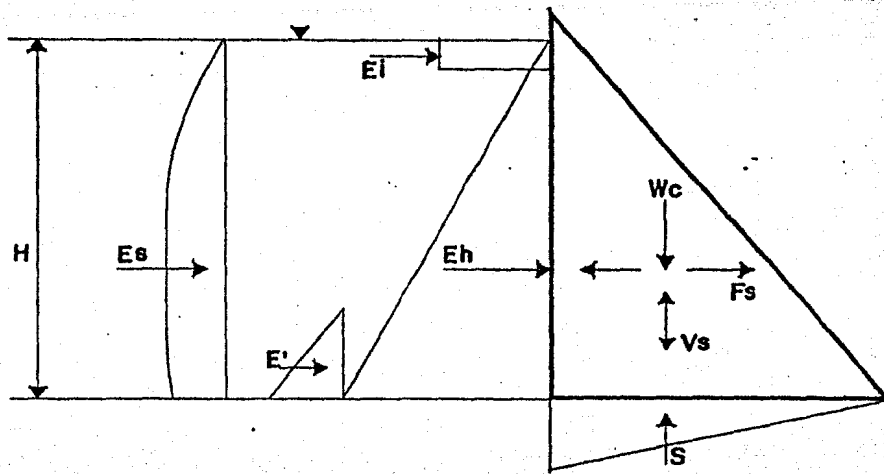


Fig.4.2 Cargas en una cortina tipo gravedad.

IV.3) Descripción de las cargas a que está sujeta una cortina tipo gravedad.

- a) Peso propio (W_c), éste peso se obtiene sumando al de la masa de concreto, el de los accesorios como compuertas, puentes, etc. Sin embargo en la mayor parte de las cortinas bajas solamente se considera el peso de la masa de concreto para su análisis.

El peso propio actúa verticalmente en el centro de gravedad de la sección transversal y se calcula con la ecuación.

$$W_c = V \gamma_c$$

V = Volumen de la sección en estudio

γ_c = Peso específico del concreto (2400 Kg/m^3)

- b) Empuje hidrostático (E_h). El empuje originado por la presión hidrostática se representa por una distribución triangular de presiones que actúan normales a la cara de la cortina. Su resultante actúa a $\frac{2}{3} h$, medidos a partir de la superficie del agua, fig. 4.3, donde "h" es la profundidad a la sección en estudio.

El empuje hidrostático se calcula con la siguiente ecuación:

$$E_h = \frac{\gamma_w h^2}{2}, \text{ donde:}$$

γ_w = Peso volumétrico del agua (1000 Kg/m^3)

h = Profundidad en metros a la sección en estudio

En las cortinas vertedoras de cresta libre, la distribución de presiones se presente en forma trapezoidal, según se indica en la figura 4.4.

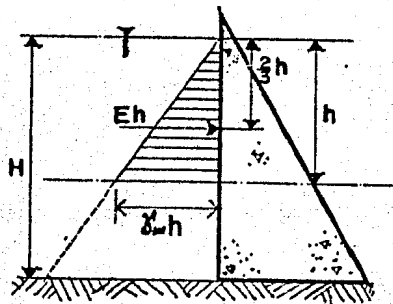


Fig. 4.3 Empuje hidrostático.

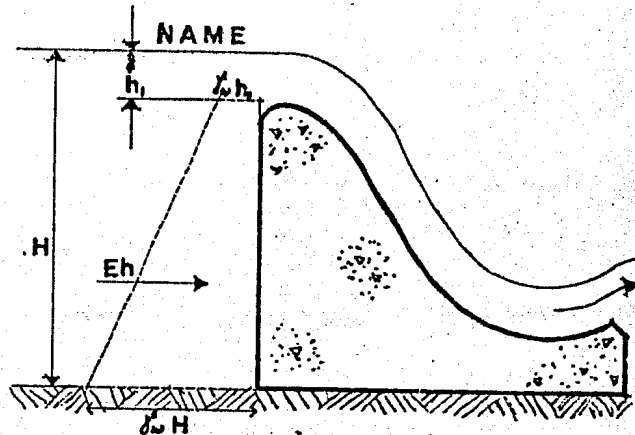


Fig. 4.4 Empuje hidrostático en cortinas vertedoras.

- c) Empuje de azolves (E'). Casi todas las corrientes acarrean azolves durante el flujo normal y en mayor cantidad en época de avenidas. Si se permite la acumulación de estos azolves en el paramento de aguas arriba, pueden llegar a ejercer una presión mayor que la hidrostática. Algunas veces el azolve en suspensiones transportado aguas abajo de la cortina en conductos especiales, evitando así su depósito sobre el paramento antes citado.

A medida que la corriente del río sea mejor controlada, el arrastre de azolves será menos importante. Generalmente, el proceso de acumulación de sedimentos se desarrolla lentamente. Como resultado de lo anterior el azolve tiende a consolidarse y parcialmente se sostiene por sí mismo en el fondo del embalse, -- disminuyendo la intensidad de presiones en la cortina.

Cuando el diseño requiera el cálculo del empuje de azolves, éste se determina por medio de la fórmula de Rankine:

$$E' = \frac{H'^2}{2} \gamma' K_o \quad , \text{donde:}$$

E' = empuje de azolves, en kg.

H' = altura de azolves, en metros.

γ' = peso específico sumergido, en $\text{Kg}/\text{m}^3 = \gamma_m - \gamma_w$

γ_m = peso específico saturado, en kg/m^3

$K_o = \frac{1 - \text{sen} \varnothing}{1 + \text{sen} \varnothing}$ = factor de empuje activo de Rankine

Donde \varnothing = ángulo de fricción interna del material. Ver fig. 4.5.

Si se carece de datos para determinar la presión ejercida por los azolves, es común considerar que la carga horizontal ejerce una presión unitaria equivalente a la de un líquido con peso volumétrico igual a 1362 Kg/m^3 .

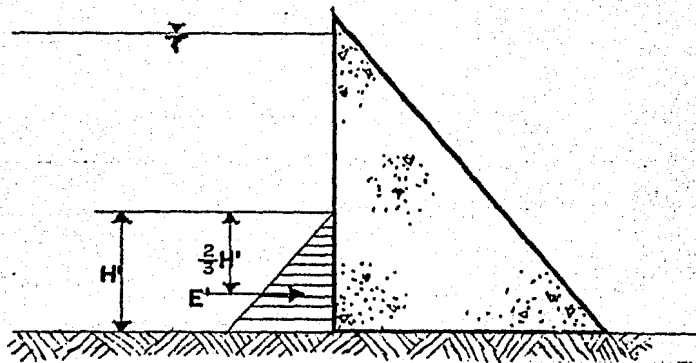


Fig.4.5 Empuje de azolves.

- d) Empuje del hielo. El empuje producido por el hielo sobre el paramento mojado de una cortina, se debe a la dilatación térmica del hielo y al arrastre que en él mismo produce el viento. El empuje ejercido por el hielo al dilatarse, está en función del espesor de la capa de hielo, de la rapidez en los cambios de temperatura, y de otras condiciones ambientales. En general se considera que el empuje actúa en la superficie libre del agua con un valor de 12 a 30 toneladas por metro lineal.

e) Efectos sísmicos. Los sismos transmiten aceleraciones a las cortinas, las cuales producen tanto cargas verticales como horizontales que deben aplicarse en la dirección en que quede menos estable la estructura.

Usualmente, sólo se consideran las cargas horizontales. Con objeto de determinar las cargas debidas a un sismo, es necesario obtener un coeficiente sísmico (α) el cual nos relaciona la aceleración del sismo en sentido horizontal con la de la gravedad en el sentido vertical

$$\alpha = \frac{a}{g}$$

Para determinar los valores de la aceleración en el emplazamiento de la cortina, se deben tomar en cuenta la geología del emplazamiento, vecindad a fallas mayores, y antecedentes y registros sísmicos de la región, de los que se puedan disponer. A continuación se presenta la tabla 4.1 que nos permite elegir un coeficiente sísmico adecuado y se anexa una carta sísmica de la República Mexicana. Según la escala de Mercalli Modificada, se estima que estas estructuras son afectadas sólo cuando la intensidad sísmica es de grado VI ó mayor.

MERCALLI MODIFICADA	ESC.DE RICHTER	ROSSI-FOREL	E F E C T O S
FUERTE VI	7	$\alpha = 0.02-0.04$	Caida de revestimiento, toque de campanas pánico en general, sin daño en las construcciones.
MUY FUERTE VII	8	$\alpha = 0.05-0.1$	Caida de chimeneas, grietas en edificios.
EXTR.FUERTE VIII Y IX	9	$\alpha = 0.1-0.2$	Parcial o total destrucción de algunos edificios.
EXTR.INTENSO X a XII	10	$\alpha = 0.25-0.3$	Gran desastre, ruinas, disturbios en la corteza terrestre, grietas en el suelo, caen rocas de las montañas.

Tabla 4.1 INTENSIDAD SISMICA.

e.1) Efecto sísmico hidrodinámico; Es la sobrepresión -
dinámica en el agua (P_s), originada por la acelera-
ción sísmica transmitida a la cortina en el senti-
do hacia aguas arriba, debido a que la masa de ---
agua no participa de los desplazamientos del terre-
no. La distribución de carga esta representada --
por un diagrama parabólico. Ver fig. 4.6.
El cálculo de la sobrepresión (P_s), está dado por-
la ecuación:

$$P_s = CH \gamma_w \alpha \quad (\text{Zangar})$$

dónde:

α = Coeficiente sísmico, adimensional.

C = Coeficiente del agua, adimensional

$$= \frac{C_m}{2} \left[\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right) + \sqrt{\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right)} \right]$$

H = Profundidad total del vaso en metros

h = Distancia vertical desde la superficie-
del agua a la elevación de la sección -
en estudio, en metros.

C_m = Valor máximo de C .

Los valores de C también se pueden obtener de la -
figura 4.7.

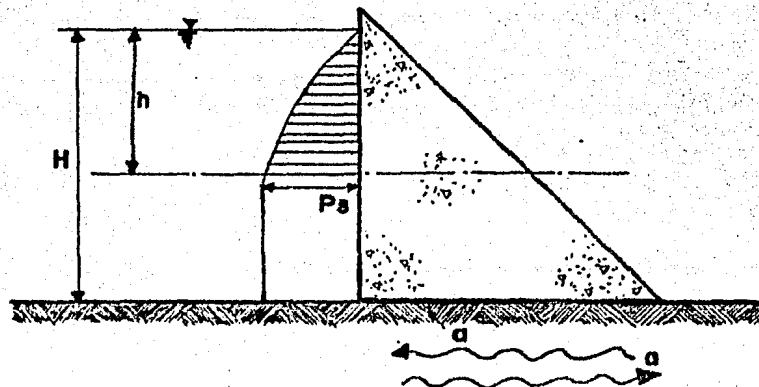


Fig. 4.6 Sobrepresión sísmica.

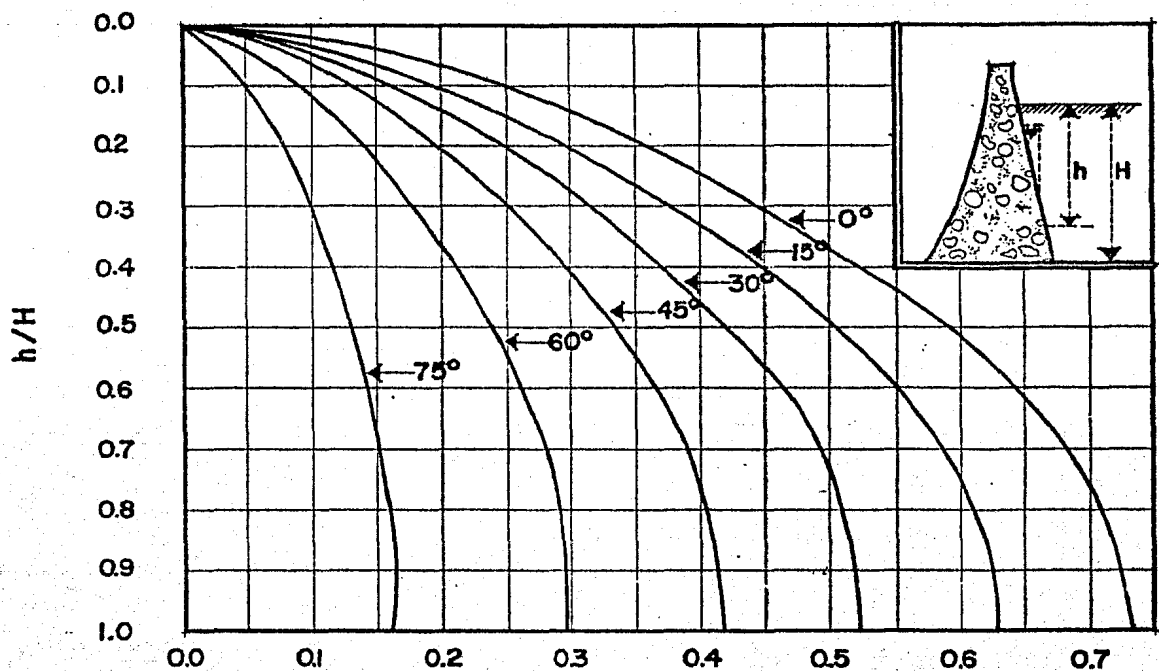


Fig.4.7 Coeficiente de presión C

La resultante horizontal, (E_s), de la distribución de sobrepresiones arriba de cualquier elevación h , Ver fig.4.8 es igual a:

$$E_s = 0.726 P_s \cdot h \quad (\text{Zangar})$$

Y el momento de volcamiento (M_e) sobre esa elevación es:

$$M_e = 0.299 P_s \cdot h^2 \quad (\text{Zangar})$$

Según el investigador Von Karman la resultante horizontal es constante e igual a:

$$E_s = 0.555 h^2 \gamma_w \alpha$$

Y su posición es:

$$y = \frac{4}{3\pi} h$$

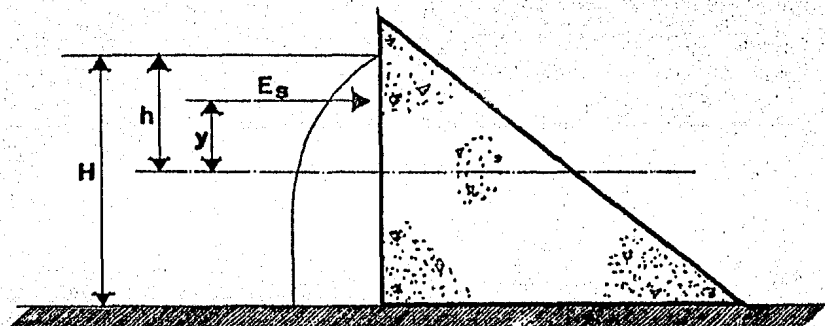


Fig.4.8 Efecto sísmico hidrodinámico.

e.2) Efecto sísmico en la estructura. La aceleración transmitida a la cortina por el sismo, origina una carga horizontal (F_S) en sentido contrario a ella debido a la inercia del concreto, y una carga vertical (V_S) que produce una disminución en el peso del concreto, reduciendo de ésta manera la estabilidad de la estructura. Estas fuerzas actúan en el centro de gravedad de la sección en estudio. Ver fig.4.9.

La fuerza necesaria para acelerar la masa de la cortina, se determina con la ecuación:

$$F = M \cdot a = \frac{W_c}{g} \cdot a$$

Por lo que:

$$F_S = W_c \cdot \alpha_h ; \alpha_h = \frac{\text{aceleración sísmica horizontal}}{\text{aceleración de la gravedad}}$$

$$V_S = W_c \cdot \alpha_v ; \alpha_v = \frac{\text{aceleración sísmica vertical}}{\text{aceleración de la gravedad}}$$

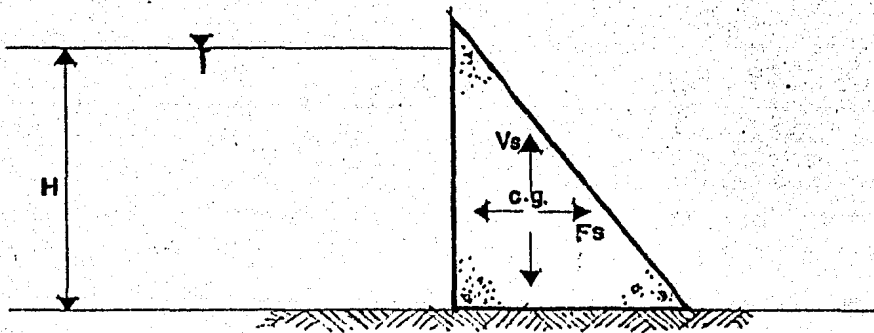


Fig.4.9 Efecto sísmico en la estructura.

f) Subpresión.(S). Los espacios vacíos dentro del concreto y del material de cimentación, tales como poros, grietas y juntas se encuentran llenos de agua, la cual ejerce una presión en todas direcciones, generando así fuerzas internas o subpresiones, que actúan tanto en el cuerpo de la cortina como en la cimentación de la misma. La intensidad de la subpresión depende del nivel del agua en el embalse y de la distancia del paramento aguas arriba al punto en cuestión de la sección en estudio. En la fig.4.10 se ilustra la distribución de la subpresión en la base de una cortina.

Para explicar como actúa la subpresión en cualquier sección de una cortina se usa el siguiente procedimiento, se supone la existencia de una grieta horizontal que se extiende a través de la cortina de la cara aguas arriba a la de aguas abajo, fig.4.11, por lo cual se filtra el agua. La pérdida de presión desde $p = \gamma_w h$ en el punto "a" hasta $p = 0$ en el punto "b" es debido a la fuerza de fricción que se opone al paso del agua a través de la grieta; Por lo que es común suponer que la presión varía linealmente del punto "a" al punto "b".

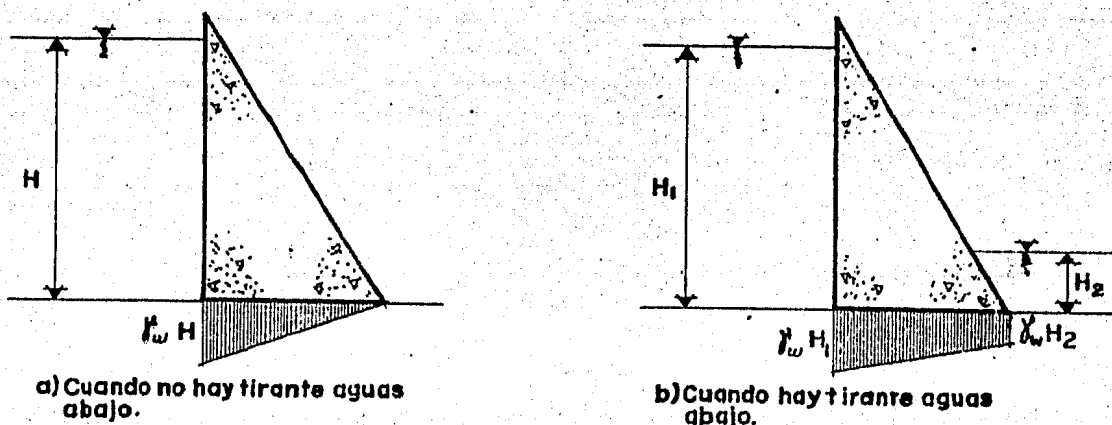


Fig.4.10 Diagrama de subpresiones

Se considera que la subpresión actúa en toda el área de la base de la sección en estudio debido a las presiones intersticiales dentro de la masa de concreto. Para fines de análisis se considera una sección de un metro de longitud.

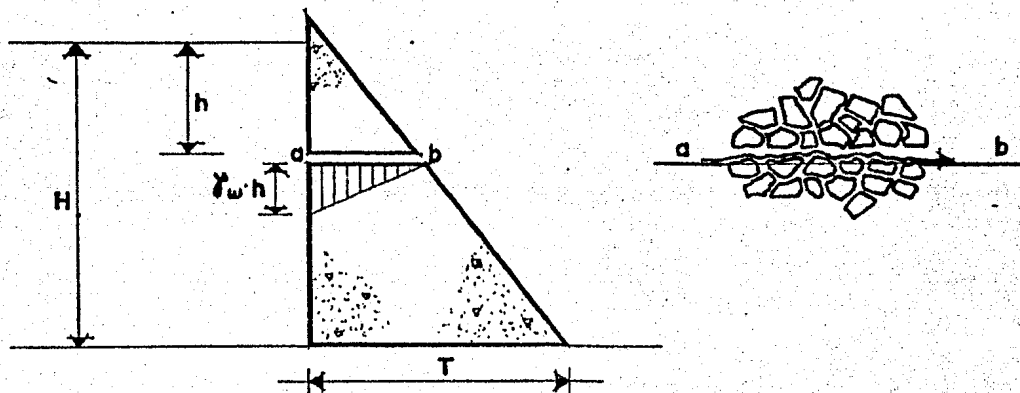


Fig.4.11 Proceso de infiltración del agua.

Los criterios para determinar el valor de la subpresión se basan en:

- Características de la cimentación (principalmente la permeabilidad)
- Medidas para reducir las filtraciones (inyecciones de lechadas de cemento y/o arcilla).
- Efectividad de los drenes. Cuando se construyen drenes en la cimentación y en el cuerpo de la cortina, el diagrama original de subpresiones se abate como se muestra en la fig.4.12.
- Métodos de construcción.

De acuerdo con el criterio de Westergard, para cimentaciones que se consideran impermeables, la subpresión en cualquier punto "a", Ver fig. 4.13, se pueden calcular con la ecuación:

$$S_a = H_2 + \frac{k \cdot x}{T} (H_1 - H_2)$$

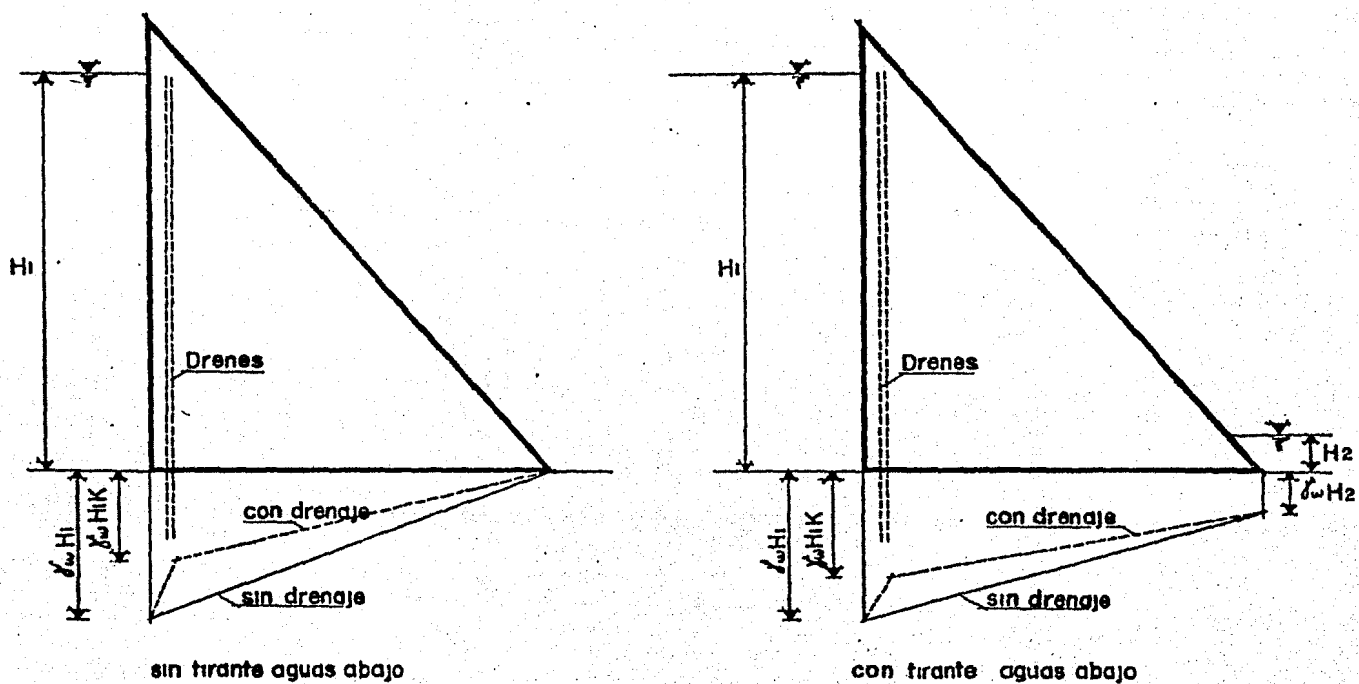


Fig. 4.12 Diagramas de subpresión.

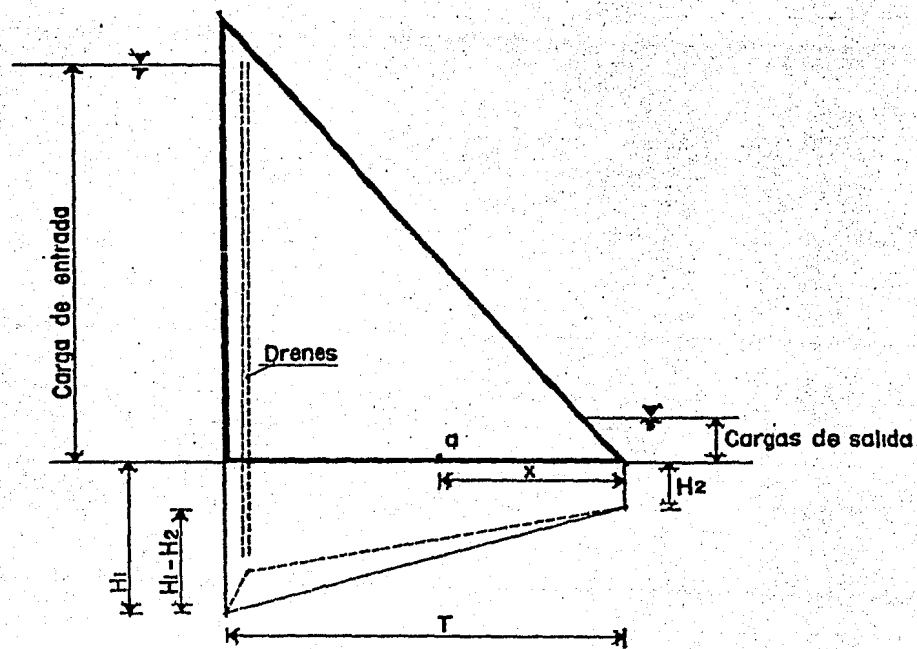


Fig. 4.13 Relaciones de la subpresión.

En base a la ecuación anterior, se puede obtener el valor de la subpresión total en la base de la cortina.

$$S = \left[H_2 T + \frac{k \cdot T (H_1 - H_2)}{2} \right] \gamma_w$$

En caso de que no exista nivel de descarga o sea $H_2=0$, -- nos queda que:

$$S = \frac{H_1 \cdot T \cdot k}{2} \gamma_w$$

dónde:

T = ancho de la base, en metros

H_1 = altura hidráulica en el emba!se, en metros

H_2 = altura hidráulica en la descarga, en metros

k = Factor de reducción de la subpresión.

Para las diferentes condiciones que se indican enseguida -- se consideran los siguientes valores de K:

K = 0 cuando la efectividad de los drenes es del -- 100% (no existe subpresión)

K = 1 cuando no existen drenes

K = 0.3-0.5 por recomendación del Bureau of Recla -- mation.

En estudios recientes realizados por el Bureau of Recla -- mation, en modelos de elemento finito y por el método de -- analogía eléctrica, se ha obtenido que la localización -- ideal, para la línea de drenaje es a una distancia de la -- cara aguas arriba, igual al 5% de la máxima profundidad -- de almacenaje y que la distancia lateral entre líneas de -- drenaje sea el doble de la anterior, con esto se obtiene -- que $k=0.3$.

Cuando se trata de cimentaciones permeables, las subpre -- siones estan relacionadas con las filtraciones que ocu -- rren por los materiales permeables. En estos casos la sub -- presión debe determinarse con un análisis de redes de flu -- jo que incluya la existencia de las obras adicionales a -- la cortina como son la pantalla impermeable, dentellones,

drenes, zampeados y otros dispositivos. El drenaje de la cimentación en cortinas pequeñas rara vez resulta económico, sin embargo, en cortinas medianas y grandes, el proyectista debe considerar por lo menos una galería de inspección con los drenes adecuados de alivio tanto en el concreto como en la cimentación.

En la fig.4.14 se ilustran los detalles de un sistema de drenaje en una cortina tipo gravedad.

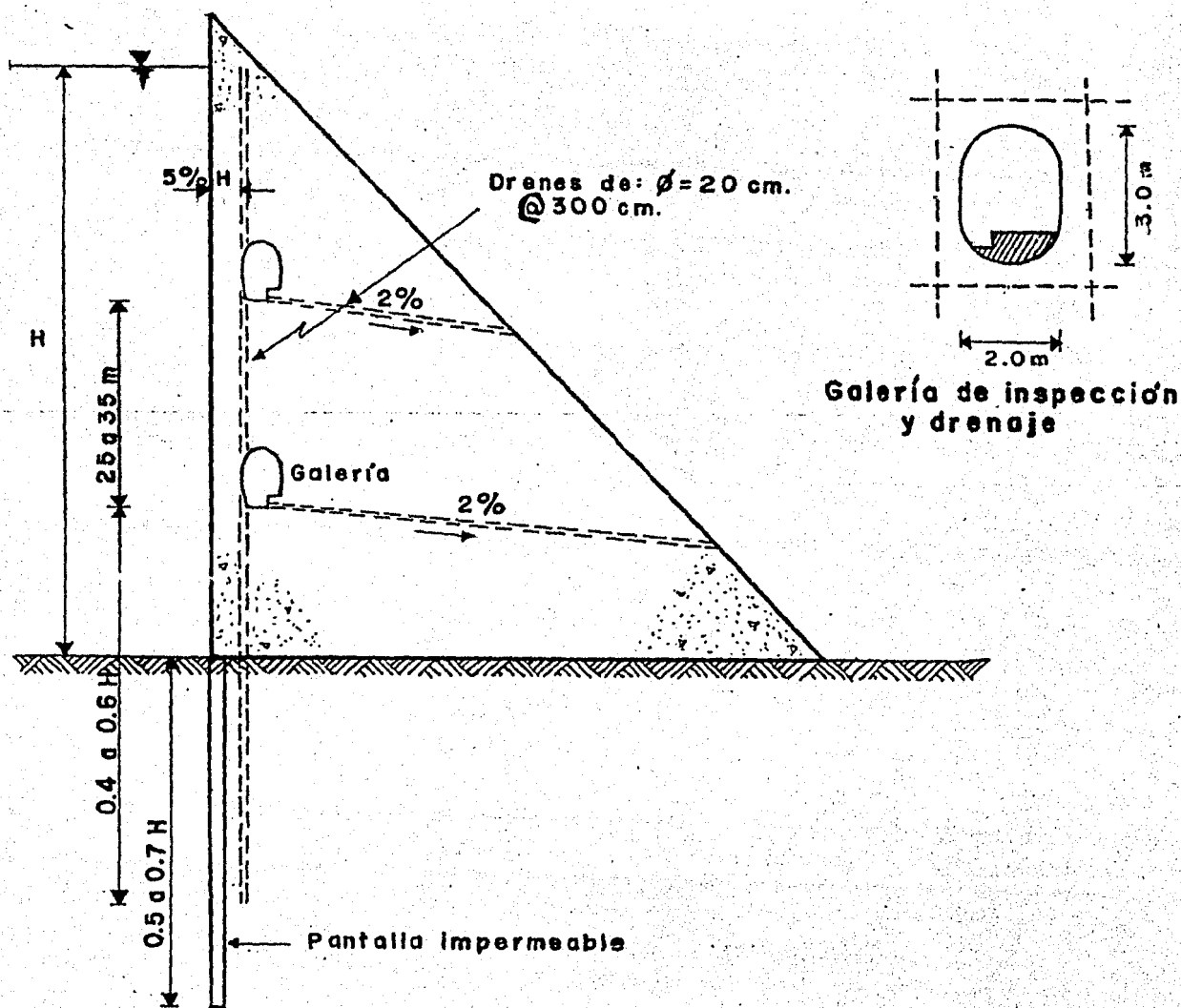


Fig. 4.14 Detalles de un sistema de drenaje en una cortina tipo gravedad

IV.4) Combinaciones de Cargas. En el análisis de cargas deben-considerarse las siguientes combinaciones:

1) VASO LLENO

a) Condiciones normales

- Peso propio
- Empuje hidrostático (NAMO)
- Azolves
- Sismo
- Subpresión

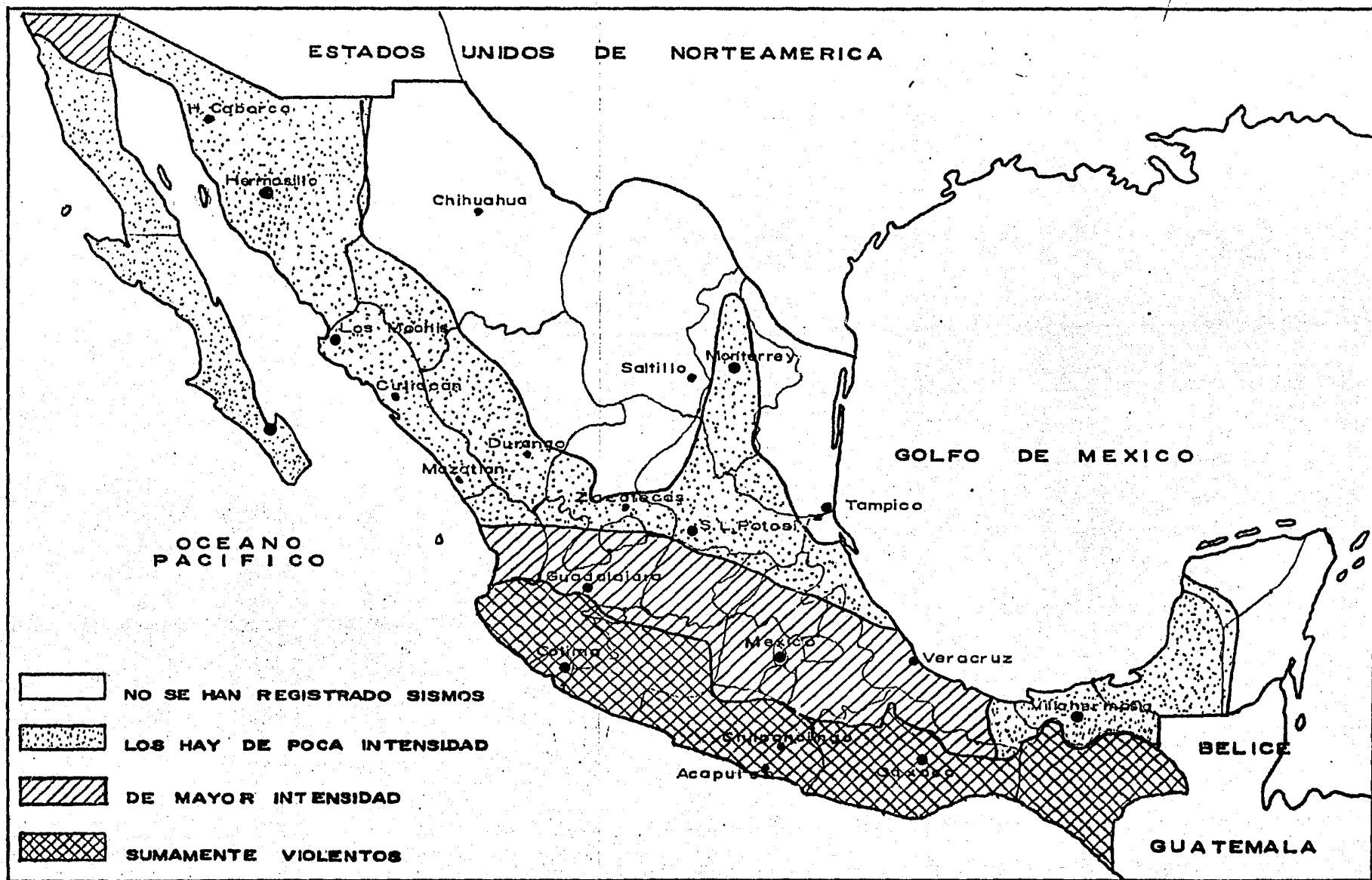
b) Condiciones anormales

- Peso propio
- Empuje hidrostático (NAME)
- Azolves
- Subpresión

2) VASO VACIO

a) Peso propio

b) Peso propio y sismo.



MAPA SISMICO DE LA REPUBLICA MEXICANA

ANÁLISIS DE ESFUERZOS
FACTORES DE SEGURIDAD

5.1) Análisis de Esfuerzos.

En una sección cualquiera del cuerpo de una cortina y de su cimentación, se debe revisar que el valor de los esfuerzos de compresión, tensión y cortante que se presenten, se encuentren dentro de límites aceptables.

Para el cálculo de los valores de los esfuerzos normales de compresión y tensión, en cualquier punto "a" de la sección en estudio, nos basaremos en la fórmula de la esquadria: (Ver fig.5.1).

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \pm \frac{M_{cg} \cdot x}{I_z} \quad (\text{ec.5.1})$$

Dónde:

M_{cg} = Momento de volteo respecto al C.G. = $N \cdot e$

N = Suma algebraica de las fuerzas normales = $W_c - S$

e = Excentricidad de N

I_z = Momento de inercia de la base = $\frac{T^3}{12}$

A = Area de la base = T

x = Distancia del C.G. al punto "a"

Si hacemos $x = \frac{T}{2}$ y lo sustituimos en la ec.5.1 junto con los valores anteriores, obtenemos los esfuerzos normales en los puntos A y B.

$$\sigma_A = \frac{N}{T} - \frac{6N \cdot e}{T^2} \quad (\text{ec.5.2})$$

$$\sigma_B = \frac{N}{T} + \frac{6N \cdot e}{T^2} \quad (\text{ec.5.3})$$

5.1.a) Esfuerzos normales de tensión (σ_t). Por condiciones de estabilidad se debe cumplir que los esfuerzos de tensión en cualquier punto de la sección sean nulos ($\sigma_t = 0$). Para lograr esto es necesario que la resultante de las fuerzas normales (N), caiga dentro del tercio medio de la base y en el caso extremo en el límite del mismo, o sea $e \leq \frac{T}{6}$. (Ver fig.5.2)

Esto se demuestra igualando a cero las ecuaciones 5.2 y 5.3 y despejando el valor de la excentricidad, dando - -

$$e = \pm \frac{T}{6}$$

Cabe señalar que el esfuerzo de tensión máximo permisible en este tipo de estructuras, es del orden del 6% del valor de la resistencia última a la compresión del concreto, $\sigma_t \text{ máx} \approx 0.06 f'_c$

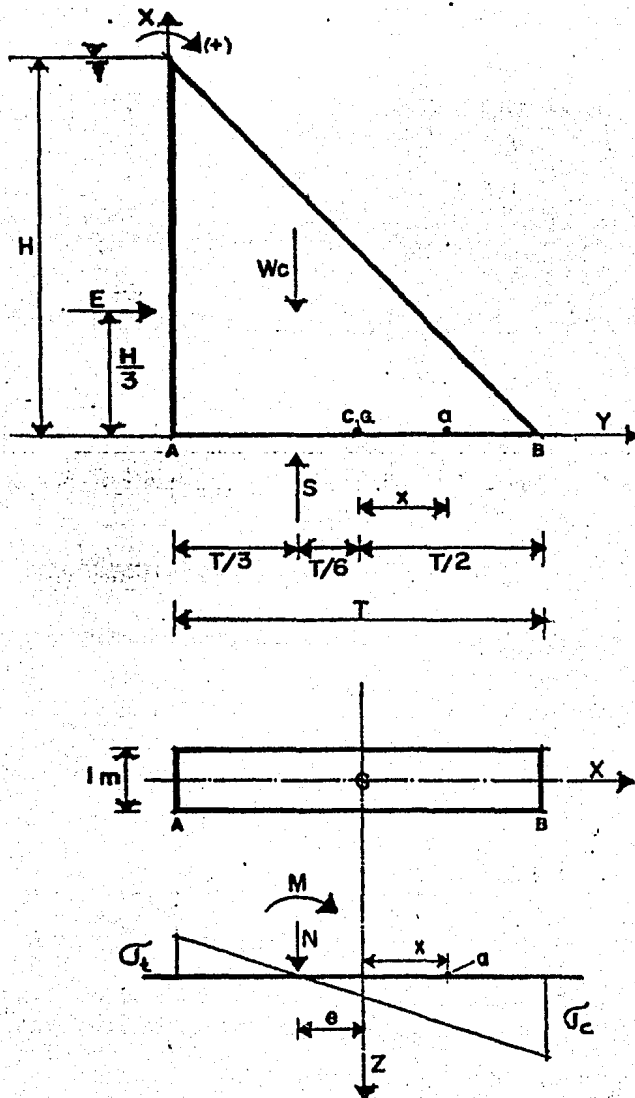


Fig. 5.1 Diagrama de esfuerzos producido por las cargas.

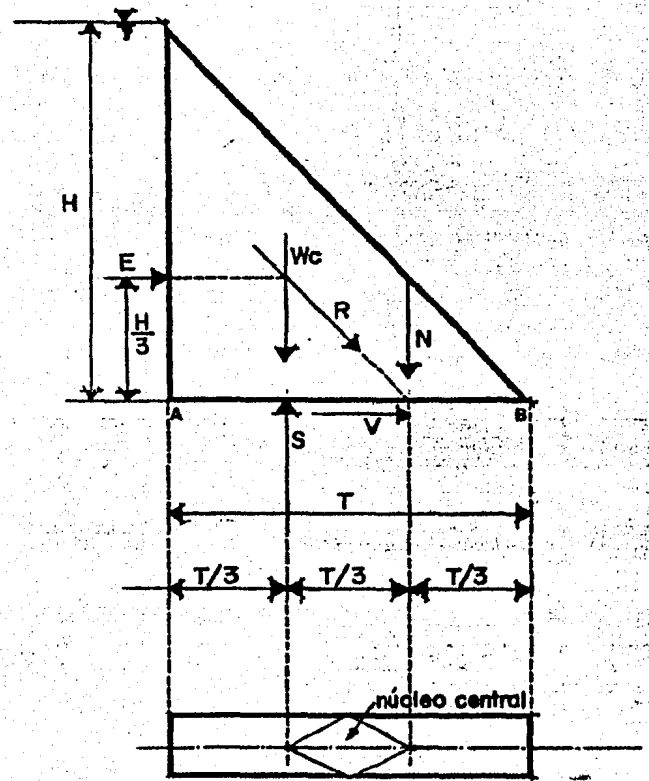


Fig. 5.2 Localización de N para que $\sigma_t = 0$

5.1.b) Esfuerzos normales de compresión. (σ_c). Para las condiciones de carga máxima la distribución de esfuerzos normales es como se indica en la fig.5.3 y se obtiene -- sustituyendo el valor máximo permisible de la excentricidad $e = \frac{T}{6}$, en las ecs. 5.2 y 5.3

$$\sigma_A = \frac{N}{T} - \frac{6N \cdot \left(\frac{T}{6}\right)}{T^2} = 0$$

$$\sigma_B = \frac{N}{T} + \frac{6N \cdot \left(\frac{T}{6}\right)}{T^2} = \frac{2N}{T}$$

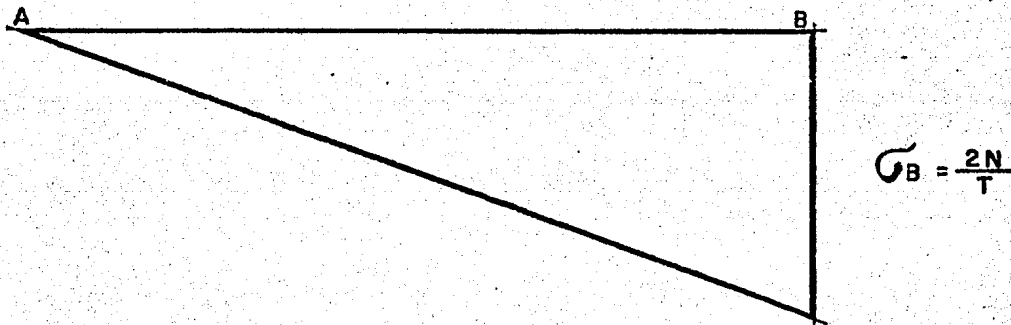


Fig.5.3 Diagramas de esfuerzos sin tensiones.

De la distribución de esfuerzos indicada en la fig.5.3 -- se puede observar que el esfuerzo máximo obtenido por la fórmula de la escuadría se presenta en B y siempre en éste punto. Sin embargo en una molécula colocada en éste, -- existen esfuerzos normal y cortante, con la característica de que el esfuerzo normal no es el máximo, entonces -- hay que encontrar la orientación de un plano que pase -- por B, dónde el esfuerzo normal sea máximo ($f_{m\acute{a}x}$, ó es -- fuerza principal) y el esfuerzo cortante sea nulo; éste plano corresponde a la perpendicular al paramento seco. -- De la figura 5.4, proyectando las fuerzas en un plano -- vertical, tenemos:

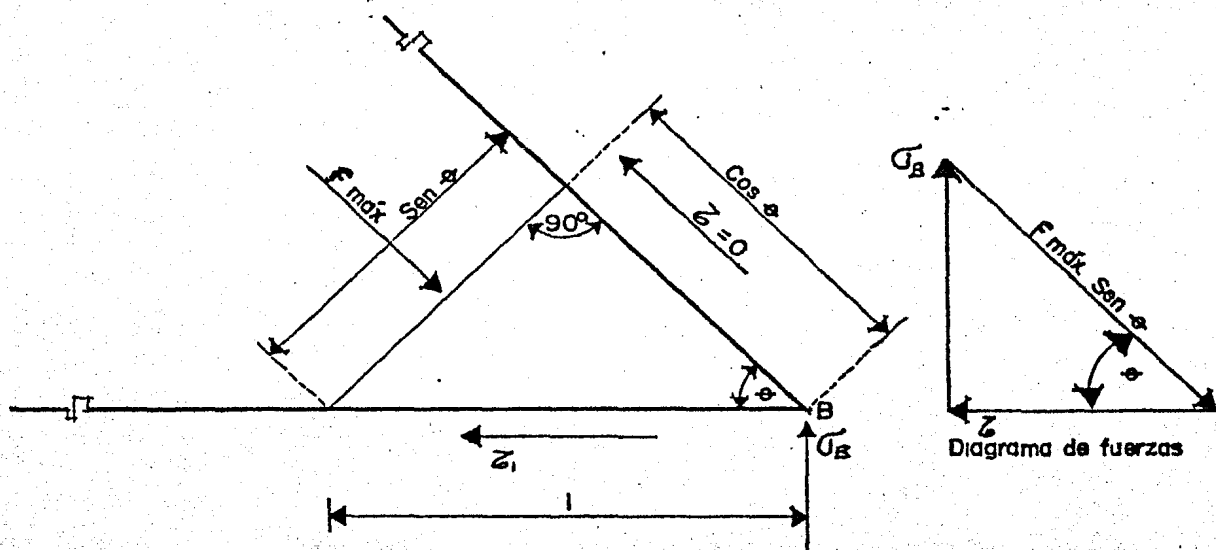


Fig. 5.4 Esfuerzo máximo.

$$\sigma_B - f_{\text{máx}} \cdot \text{Sen } \theta \cdot \text{Sen } \theta = 0$$

$$f_{\text{máx}} = \sigma_B / \text{Sen}^2 \theta = \sigma_B \text{Csc}^2 \theta$$

5.1.c) Esfuerzo cortante. El esfuerzo cortante es, producido por la acción de fuerzas que actúan tangencial ó paralelamente al plano de la base de la sección en estudio, sobre el área de la misma. En éste caso para el análisis de estabilidad, lo que interesa determinar, no es el valor del esfuerzo cortante, sino el de las fuerzas que lo producen.

Estas fuerzas se pueden clasificar en dos tipos:

a) Fuerzas actuantes (F_a), que son las que tienden a desplazar en dirección horizontal hacia aguas abajo a la cortina. Su componente principal es el empuje hidrostático.

$$F_a = \sum F_h = E$$

b) Fuerzas resistentes (F_r), son las que se oponen a dicho desplazamiento de la cortina. Son originadas por la cohesión y la fricción que existe entre las superficies de contacto que separan la sección en estudio, ya sea concreto sobre concreto ó concreto sobre cimentación.

$$F_r = A \cdot c + \sum F_v \tan \phi = T \cdot c + (W_c - S) \tan \phi$$

Dónde:

A = Area de contacto de la sección = T

c = Cohesión del material

ϕ = Angulo de fricción interna del material

$t_g \phi$ = Coeficiente de fricción estático

En la tabla 5.1 se muestran algunos valores del coeficiente de fricción estático, comunmente aceptados.

Por condición de estabilidad, la relación que existe entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes debe ser mayor o igual que un cierto valor denominado factor de seguridad (F.S.); $\frac{F_r}{F_a} \geq F.S.$

Existen varios criterios para determinar el valor de F.S. los cuales son descritos en el punto (5.2.b) de este capítulo.

5.2) Factores de Seguridad.

Una cortina, debe ser una estructura lo suficientemente estable para evitar el volteo, el deslizamiento y la concentración de esfuerzos. Para prevenir los efectos antes citados es conveniente tomar en cuenta en el diseño ciertos factores de seguridad, que deben oscilar entre unos valores ya experimentados, tales que no se incremente el costo de la obra.

Factores de seguridad sumamente grandes, dan como resultado una estructura muy costosa, sin embargo, pequeños factores de seguridad, pueden dar como resultado una falla, lo cual nos llevaría también a un costo elevado. -- Los factores de seguridad apropiados, resultan solamente de una determinación adecuada de las fuerzas tanto internas como externas que actúan sobre la cortina.

5.2.a) F.S. Contra Volteo. El factor de seguridad contra el volteo F.S.V. es la relación del momento resistente al momento de las fuerzas externas tomadas respecto al

punto "A", según se ilustra en la fig.5.5 y su valor idóneo oscila entre 2 y 3, aunque en cortinas pequeñas llega a ser mayor.

$$F.S.V. = \frac{M_r}{M_v} = \frac{W_c \cdot d_1}{E \cdot d_2 + S \cdot d_3}$$

Del volteo se puede decir que rara vez una cortina de --concreto falla por éste efecto, ya que cualquier tendencia a que ésto suceda genera fuerzas de deslizamiento --siendo finalmente éste último el que orienta al diseño. Adicionales a las fuerzas que muestra la fig.5.5. se considera si el caso lo amerita, las de oleaje, hielo, sis--mo, y de azolve en el cálculo de F.S.V.

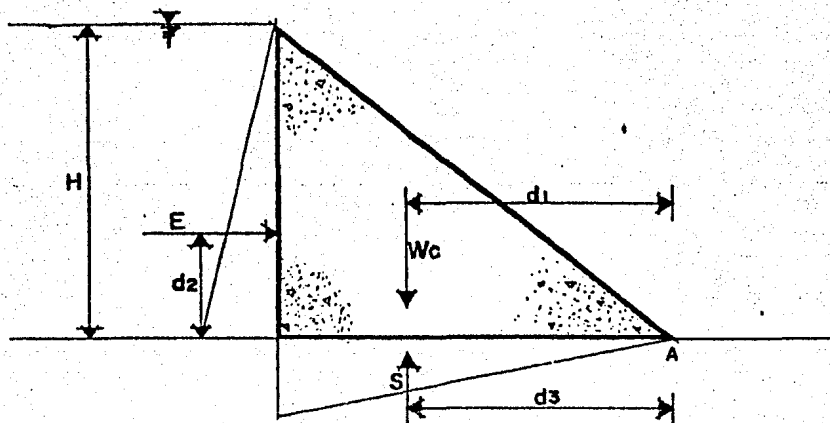


Fig.5.5 Fuerzas para el cálculo de F.S.V.

Otra forma de obtener el factor de seguridad contra volteo, es relacionando los esfuerzos internos de la siguiente manera: Se calcula el esfuerzo vertical de una sección horizontal en el paramento mojado a presa vacía, si es mayor que la subpresión en el mismo punto, considerando el vaso lleno, la sección arriba de ése punto se considera a salvo del volteo. En cambio, si resulta de menor magnitud que la subpresión, la tendencia al volteo alrededor del punto "A", fig.5.5. se incrementará.

Sin embargo, la cortina estará a salvo si los esfuerzos de tensión que se desarrollan son menores que los esfuerzos permisibles del concreto y del material de cimentación.

5.2.b) Contra deslizamiento. Para evaluar la seguridad de una cortina contra el deslizamiento en dirección de la corriente, se usan tres procedimientos que son:

- 1.- Factor de seguridad contra deslizamiento, FSD.
- 2.- Factor de seguridad, FS.
- 3.- Factor de seguridad por fricción y cortante, FSF.

El propósito principal de cada uno de ellos es obtener un coeficiente que nos asegure que cuando es excedido, se pone a la cortina en peligro de ser empujada aguas abajo.

1) El factor de seguridad contra deslizamiento FSD, es el coeficiente de fricción requerido para evitar el deslizamiento de cualquier plano horizontal en la cortina o sobre su cimentación bajo condiciones de carga, este método no emplea fuerzas cortantes, sin embargo, se supone que éstas aumentan la seguridad en el proyecto. Este factor es igual a la tangente del ángulo formado entre una perpendicular a la base de la cortina y la resultante de la reacción de la cimentación y se calcula obteniendo la relación de la suma de las fuerzas horizontales $\sum E$ a la suma de las fuerzas verticales $\sum W$, incluyendo la subpresión S, por lo tanto:

$$FSD = \frac{\sum E}{\sum (W - S)} = \tan \theta$$

La cortina se considera segura si $FSD \leq \tan \theta$ donde $\tan \theta$ es el coeficiente de fricción estático y su valor varía de 0.65 a 0.80 para cortinas del concreto sobre roca sana.

2) Factor de seguridad FS, se define como la relación del coeficiente de fricción estático $\tan \theta$ a la tangente de θ y se expresa como:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} = \frac{\tan \phi (\sum W - S)}{\sum E}$$

Y su valor varía entre 1.0 y 1.5 para cortinas tipo gravedad cimentadas sobre roca.

Algunas veces se construyen dentellones para disminuir la tendencia al deslizamiento, a los cuales si se les dan -- las dimensiones adecuadas y el refuerzo conveniente para evitar que el anclaje falle por cortante, evitan el deslizamiento de la estructura por su resistencia interna al -- esfuerzo cortante del mismo dentellón y del volumen adicional de suelo o roca que debe moverse antes que la estructura pueda deslizarse.

Si existe en la cimentación un estrato de suelo o roca -- más débil que el estrato superyacente, se debe investigar también el deslizamiento a lo largo del lecho superior -- del manto débil.

3) Otro método que prefieren muchos Ingenieros, incluye -- la evaluación de la fuerza cortante dentro del factor de seguridad y es igual a:

$$FSF = \frac{A \cdot C + (W_c - S) \tan \phi}{\sum E}; \text{ donde } C = \text{cohesión}$$

El valor de FSF varía en función de las condiciones que -- se consideren. El U.S.B.R. recomienda que FSF = 3 para -- condiciones estáticas y FSF = 4 cuando además se considera el sismo.

En la tabla 5.1 se presentan algunos factores de seguridad permisibles contra deslizamiento para diferentes condiciones de cimentación.

Como puede observarse, en la tabla 5.1 las cortinas de -- concreto en cimentaciones blandas, necesitan factores mayores para su seguridad contra deslizamiento.

M A T E R I A L	FSD	FS	FSF
Concreto sobre concreto	0.65-0.8	1-1.5	4
Concreto sobre roca sana de superficie irregular y limpia	0.8	1-1.5	4
Concreto sobre roca con algunas laminaciones	0.7	1-1.5	4
Concreto sobre grava y arenas gruesas	0.4	2.5	-
Concreto sobre arena	0.3	2.5	-
Concreto sobre esquistos	0.3	2.5	-
Concreto sobre limo y arcilla	*	2.5*	-

* Se requieren pruebas para determinar la seguridad.

TABLA 5.1. Factores de Seguridad contra el Deslizamiento.

5.2.c) F.S. Para concentración de esfuerzos. Para evitar fallas de la estructura, los esfuerzos internos que se desarrollan tanto en el concreto como en los materiales de cimentación, deben mantenerse dentro de valores máximos preescritos. Estos valores son determinados por medio de pruebas de campo ó laboratorio.

La resistencia a la compresión que se desarrolla en el concreto en forma definitiva ($f'c$) no la alcanza a los 28 días. Esta resistencia viene a ser del orden de $f'c = 400 \text{ Kg/cm}^2$.

El U.S.B.R. recomienda para esfuerzos de compresión, que el esfuerzo de trabajo permisible (f_c) ó de diseño debe ser:

$$f_c = \frac{f'c}{F.S.}, \text{ generalmente se considera } F.S.=4, \text{ por lo que:}$$

$$f_c = \frac{f'_c}{4} = 100 \text{ Kg/Cm}^2$$

En base a lo anterior, como condición de seguridad se debe cumplir que los esfuerzos máximos de compresión ($f_{m\acute{a}x.}$) sean menores que los permisibles (f_c) ó sea $f_{m\acute{a}x.} \leq f_c$. Para fines de estudios preeliminarios en la tabla 5.2 se sugieren valores para la capacidad de carga admisible de los materiales de cimentación. Si existe alguna duda con respecto a la clasificación y la bondad de los materiales de cimentación, se determinarán por medio de pruebas en el campo y en el laboratorio las capacidades de carga admisibles.

Para el caso de cimentaciones permeables, en la tabla 5.2 - se indica la relación pesada de Lane $K = \frac{L}{H}$ en la cual L = longitud de filtración y H la carga hidráulica.

Tomar en consideración los esfuerzos de trabajo y capacidad de carga permisibles en el concreto y materiales de la cimentación, respectivamente, asegura que se eviten los asentamientos bruscos.

Material de Cimentación	Ton/m ²	K
Arena muy fina o limo (densa)	29.3	8.5
Arena fina (suelta)	9.8	7.0
Arena media	29.3	6.0
Arena gruesa	29.3	5.0
Grava fina	48.8	4.0
Grava media	48.8	3.5
Grava y arena	48.8 a 97.60	3.0
Grava gruesa incluyendo cantos rodados	48.8 a 97.60	3.0
Boleo con algo de cantos y grava	97.60	2.5
Boleo, grava y arena	48.80	-
Roca buena	976.50	-
Roca laminada	341.80	-

TABLA 5.2 Capacidades de Carga Permisibles.

ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE CONSTRUCCION
DE CORTINAS TIPO GRAVEDAD.

- VI.1 Generalidades. La construcción de una cortina, en términos generales, consta de las siguientes actividades:
- a) Desviación del río
 - b) Limpia y excavaciones en el sitio
 - c) Tratamiento de la cimentación
 - d) Colados de concreto.
- VI.2 Desviación del río. El objeto de desviar temporalmente el escurrimiento del río, es el de dejar en seco el sitio de construcción de la cortina y de las obras auxiliares durante el período de construcción. Las dos formas más comunes de hacerlo son:
- 1) Empleo de túneles, que se construyen en una ladera o al gún lugar apropiado de acuerdo a la topografía, y pueden emplearse posteriormente como obras de toma. Ver fig. 6.1.
 - 2) Empleo de tajos de desvío. El tajo de desvío no es más que un canal a cielo abierto construido en una ladera o a través del cuerpo de la cortina. Ver fig. 6.2.
- VI.3 Limpia y excavaciones en el sitio. El objeto de limpiar y excavar el área que va a quedar ocupada por la cortina, es, el de garantizar el contacto entre el concreto y el material de la cimentación de buena calidad. Primero se hace un desmonte del área y después por medio de las excavaciones, se eliminan la tierra, gravas sueltas y cimentadas y roca blanda o intemperisada hasta llegar al nivel de desplante de la cortina. En las superficies de todos los bancos de préstamo, también se deben de quitar todos los árboles, raíces, capa de tierra vegetal y otros materiales que no tengan la calidad necesaria.
- VI.4 Tratamiento de la cimentación. El objetivo de aplicar un tratamiento a la cimentación, es el de mejorar las condiciones de la roca principalmente en lo que se refiera a compacidad y permeabilidad.

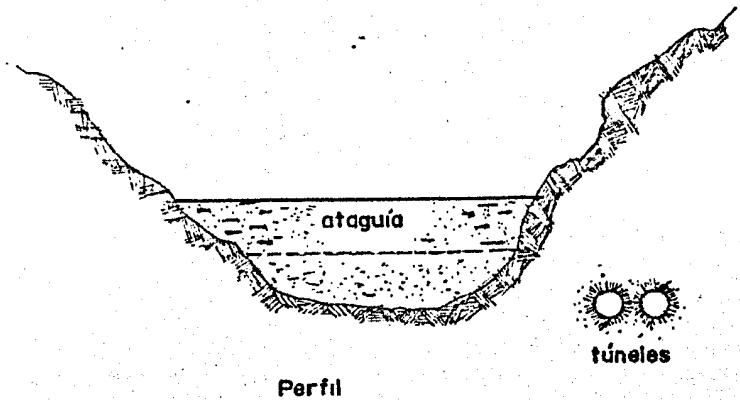
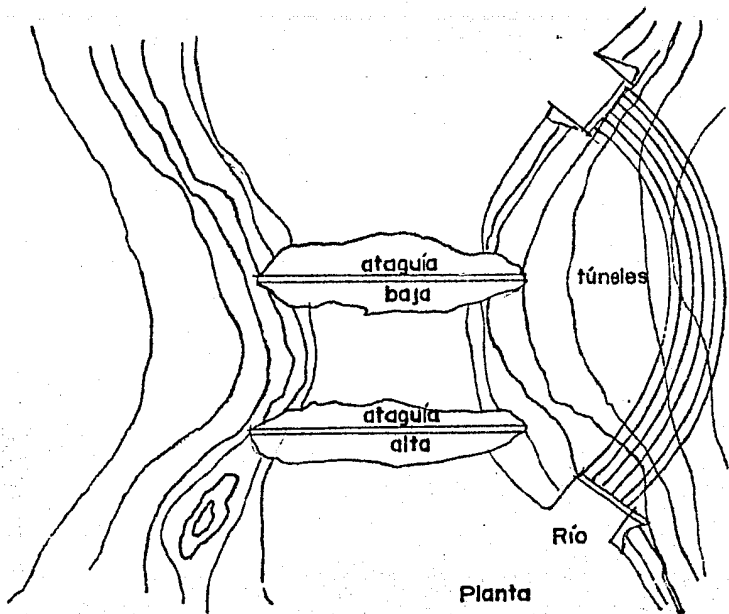


Fig. 6.1 Obra de desvío en túnel.

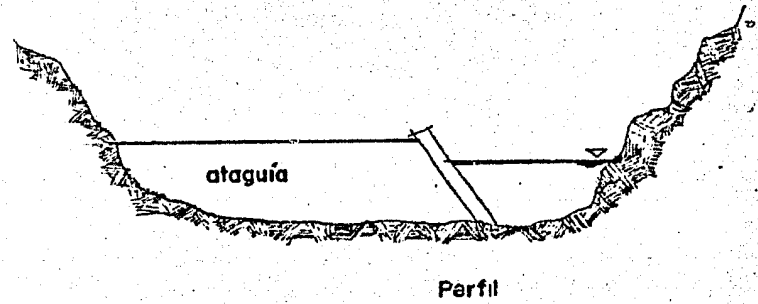
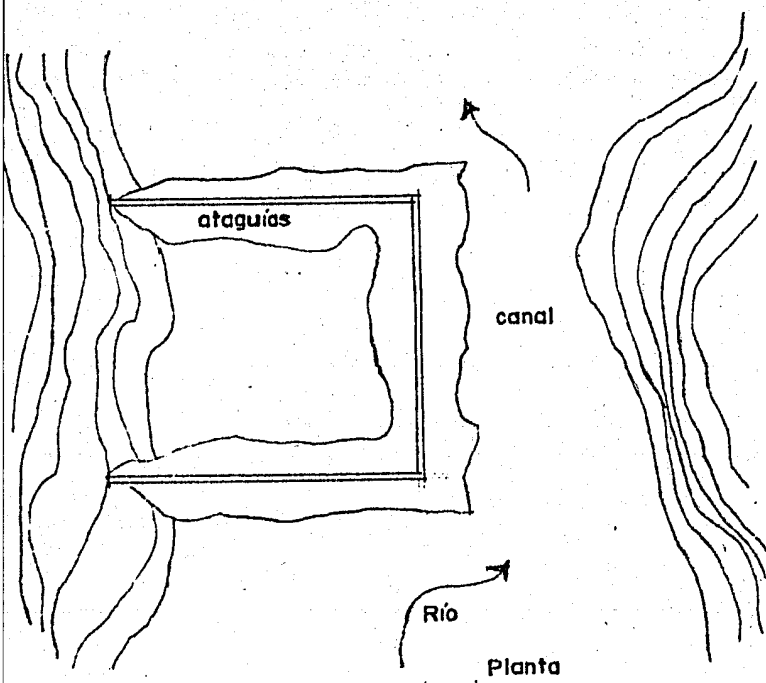


Fig. 6.2 Obra de desvío en tajo.

La compacidad de la roca se mejora con el fin de homogeneizar la resistencia y la deformación de la misma. Esto se logra aplicando una serie (cuadrícula) de inyecciones hasta formar un tapete de consolidación Ver.Fig.6.3.a. Para mejorar la permeabilidad, se construye una pantalla -impermeable a base de inyecciones, cuya altura depende de la permeabilidad de la roca y de la importancia que tengan las fugas de agua. Ver fig. 6.3.b.

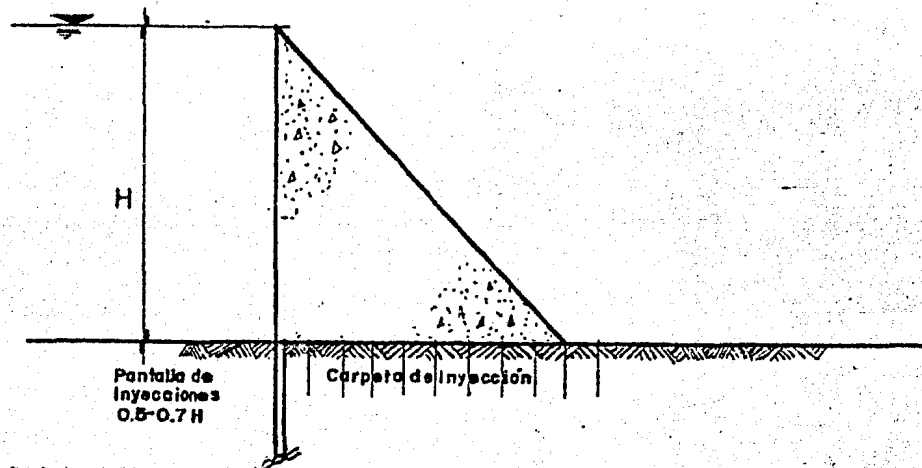


Fig.6.3.b Pantalla y carpeta de inyecciones

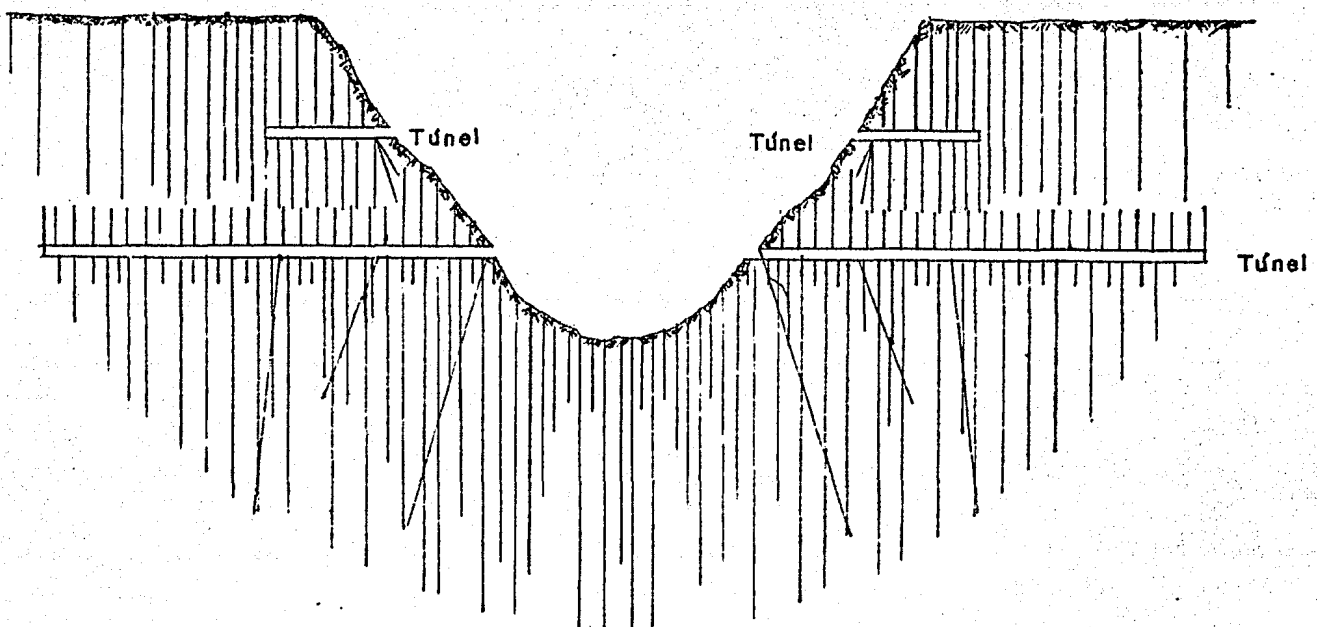


Fig.6.3.b. Pantalla de impermeabilización de la cimentación de una cortina

En rocas fisuradas las inyecciones son generalmente una -- mezcla de agua y cemento. Como las fisuras casi siempre es -- tan rellenas de arcilla, arena fina, etc., es conveniente -- a veces, limpiarlas con un lavado previo (agua y aire a -- presión) a la inyección.

La inyección de la lechada se hace por tramos de unos 5 me -- tros de longitud, cada tramo está limitado en su parte su -- perior por un obturador y en su parte inferior por el fon -- do de la perforación, que puede ser el terreno natural ó -- el mortero de inyección endurecido según el sistema de in -- yección adoptado. Existen dos métodos de inyectado que son:

a) De arriba hacia abajo. El inyectado se realiza después -- de la perforación de cada tramo. Una vez terminada la in -- yección, se vuelve a perforar el tramo inyectado, de donde -- pueden extraerse testigos. Después se perfora el tramo si -- guiente a inyectar Ver. Fig. 6.4 a.

b) De abajo hacia arriba. Se ejecuta la perforación en to -- da su altura y se comienza por inyectar el tramo más pro -- fundo y, después, sucesivamente, los tramos superiores. Es -- te método tiene la ventaja de realizar la perforación con -- el máximo rendimiento y después desplazar la máquina de -- perforación a otros emplazamientos durante la inyección -- ver fig. 6.4.b.

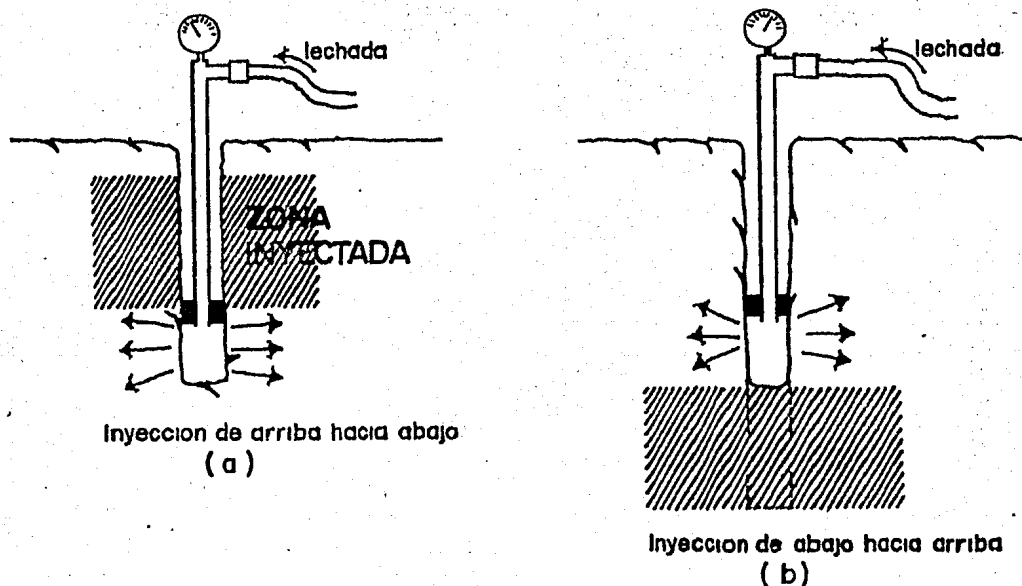


Fig. 6.4 Inyección de una perforación por tramos.

El procedimiento de inyectado se comienza con una lechada fluida y se aumenta progresivamente su consistencia, siendo aumentada la presión final en cada dosificación a medida que se va disminuyendo la toma. La inyección se suspende cuando se presente el rechazo (presión máxima especificada en función del tipo de roca, fisuración y profundidad). Haciendo uso de la experiencia, la impermeabilización del maciso rocoso situado debajo de una cortina se hace separando las perforaciones de 3 a 5 m, y aplicando una presión variable. Las perforaciones se disponen, según la idea del proyectista, sobre una o dos líneas que distan de 1 a 3 metros. Sin embargo es preferible comenzar inyectando una perforación de cada dos, con el fin de reservar las perforaciones intermedias para el remate de la obra, o también como control de la pantalla que se realiza. Para una consolidación es necesario utilizar el máximo de presión posible, llegándose de éste modo a realizar un verdadero pretensado del terreno.

La inyección de capas superficiales es muy difícil de hacer correctamente, debido a las resurgencias que se manifiestan muy fácilmente impidiendo que la presión suba, condición esencial para todo buen tratamiento.

Si se quieren tratar bien con inyecciones las capas superficiales, es necesario sobrecargarlas con el fin de poder aplicar una presión medianamente elevada. Esto se logra inyectando el maciso rocoso, hasta que el espesor del concreto del cuerpo de la cortina es por lo menos de 4 ó 5 metros (ver fig. 6.5). Esto no impide que se inyecten previamente las capas profundas. Además éste procedimiento proporciona adherencia entre el concreto y la roca.

VI.5 Colados de Concreto. Los colados de concreto, deben hacerse siguiendo estrictamente las especificaciones del proyectista. A continuación se citan algunas de ellas.

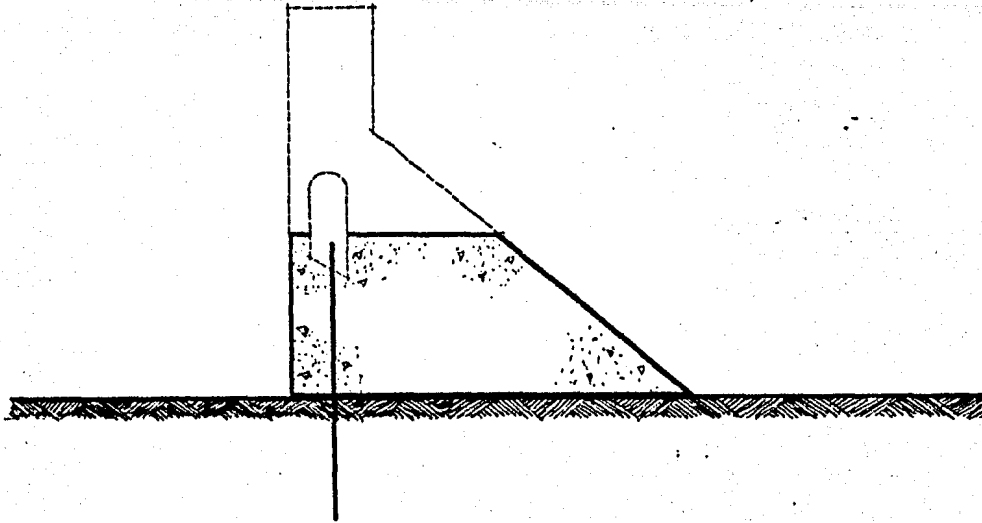


Fig. 6.5 Inyección desde la galería de la presa parcialmente construida.

a) Distribución. Si una cortina tiene una longitud considerable, es necesario dividir la estructura en bloques por medio de juntas transversales de contracción, que permiten que cada bloque trabaje independientemente. La separación de las juntas se determina por la capacidad de colado del equipo que se va a utilizar y por un estudio de los cambios volumétricos y el correspondiente agrietamiento producido por las variaciones de temperatura. Se pueden reducir mucho las probabilidades de un agrietamiento perjudicial con la selección correcta del tipo de cemento y con un control cuidadoso de los procedimientos de mezcla y colado. En las cortinas pequeñas de concreto, se aconseja que la separación de las juntas de contracción, no sea mayor de 15 metros.

Las filtraciones a través de las juntas de contracción se controlan por medio de empaques de hule ó de láminas de metal sobre las juntas del paramento aguas arriba de la cortina. En las figs.6.6. se muestran detalles típicos de las juntas ranuradas y de los tapajuntas de lámina.

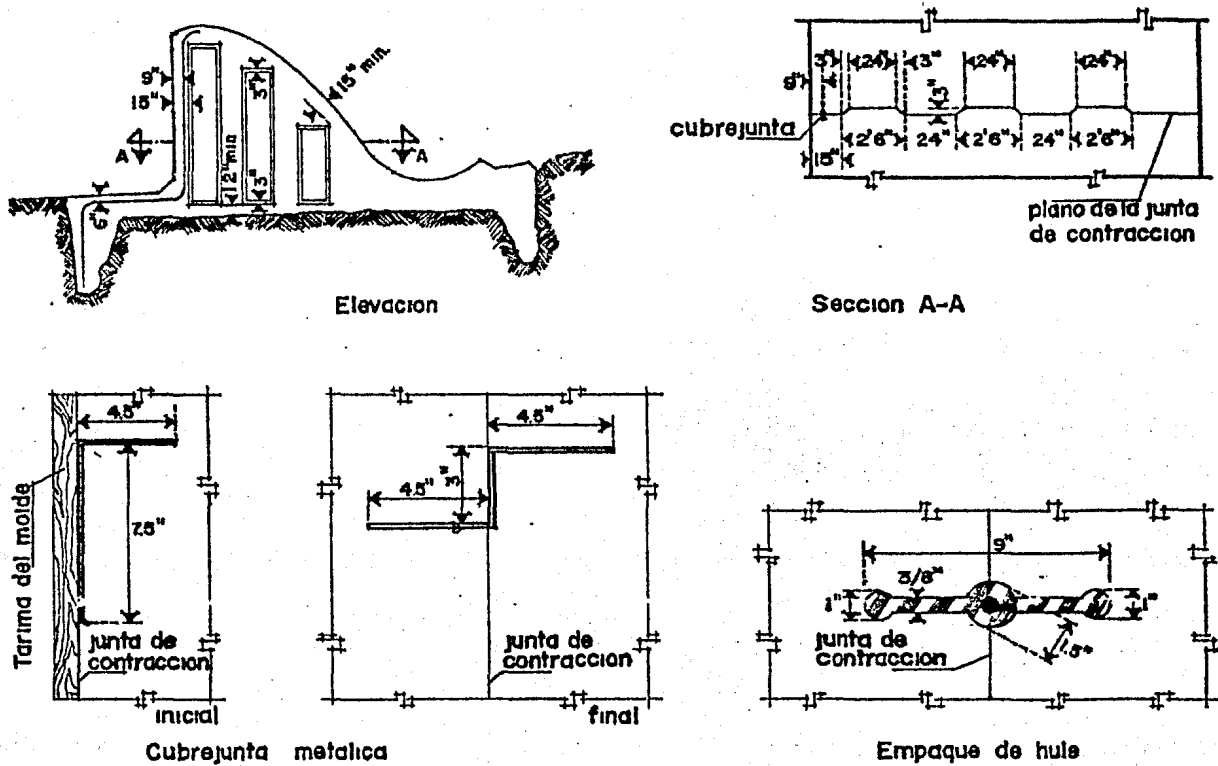


Fig. 6.6 Juntas de contracción ranuradas, típicas.

b) Fabricación del concreto. Enseguida se dan algunas recomendaciones al respecto, para que se cumpla con las especificaciones del proyectista

- Control de la producción y manejo de los agregados. Se recomienda que los materiales perjudiciales que contengan los agregados, se eliminan generalmente por lavado. Que las granulometrías defectuosas se corrijan, desperdiciando y/o añadiendo fragmentos de determinados tamaños. Reducir la trituración al mínimo y mantener tan uniforme como sea posible la humedad del agregado. Minimizar el manejo de los agregados para reducir la segregación y trituración que se produce al formar montones de almacenamiento.

- Dosificación y mezclado: Para poder obtener todas las ventajas de la dosificación mediante pesadas precisas, los materiales pesados deben manejarse correcta y cuidadosamente, con el objeto de que las revolturas que llegan a las mezcladoras salgan del equipo de medida uniformes y completas.

Generalmente son más eficaces las mezcladoras basculantes - que las de otros tipos, porque pueden descargarse rápida - mente con el mínimo de segregación. Cualquiera que sea el - tipo de mezcladora, para mantener la eficiencia de las as - pas, éstas deben tener la separación correcta, deben ins - peccionarse con frecuencia, repararse cuando estén gasta - das y el interior del tambor debe mantenerse limpio y li - bre de depósitos de concreto endurecido.

- Control de calidad de la producción. Los ajustes en las - revolutras se hacen utilizando las pruebas para determinar la granulometría y la humedad de los agregados. En el con - creto fresco se prueba la consistencia, temperatura, pro - porción de aire, y peso volumétrico y se hacen cilindros - de concreto para determinar su resistencia a la compresión. La frecuencia de muestreos y pruebas de concreto variará - con el tipo y tamaño de la obra. En general, es suficiente muestrear y probar cada clase de concreto una vez en cada - turno.

- Preparaciones preeliminares al colado. Cuando se va a co - lar sobre la cimentación, se debe asegurar de que la super - ficie de la roca no contenga agua estancada, lodo, ni basu - ras; que este limpia y libre de aceite, revestimientos per - judiciales y fragmentos sueltos. Cuando la superficie so - bre la cual se va a colar es concreto ya endurecido, la su - perficie se debe limpiar con un chiflón de arena y agua y - después lavarse cuidadosamente.

- Colado. Los métodos y equipo que se usen para el trans - porte del concreto y el tiempo que transcurra durante el - mismo debe ser tal, que no produzca una segregación apre - ciable del agregado grueso, o una pérdida de revenimiento - mayor de 1 plg. en el concreto al entregarlo en la obra. Después de que se ha limpiado y mojado la superficie de la roca o del concreto, se cubrirá siempre que sea posible, - con una capa de mortero de aproximadamente 3/8 plg. de - gruesa, colocando inmediatamente después el concreto, so - bre el mortero fresco.

- Temperatura del concreto. La temperatura del concreto cuando se cuele no debe ser mayor de 32°C, ni menor de 5°C, en tiempo moderado, o de 10°C en épocas en la que la temperatura media puede descender a menos de 5°C.

La temperatura de fraguado, se puede controlar: colocando capas de espesor pequeño (menores de 50 cm.), agregando hielo en los agregados, circulando agua por serpentines, disminuyendo la proporción de cemento por m³ de concreto, agregando cenizas volantes, puzolanas, etc.

- Curado. El concreto debe curarse con agua ó mediante membranas.

El concreto curado con agua debe mantenerse mojado durante 14 días por lo menos, o hasta que se cubra con concreto fresco. Este tiempo se puede reducir a 6 días durante los períodos en que la temperatura media diaria, en la ve cindad de la obra, sea menor de 5°C.

El curado con membranas se obtendrá con la aplicación de un compuesto impermeable que forme una membrana que re tenga el agua en las superficies del concreto. Antes de aplicar la membrana impermeable, se debe mojar la superfi cie del concreto y esperar a que éste absorba el agua.

REFERENCIAS

- 1.- OBRAS HIDRAULICAS
Ing. Fco. Torres Herrera; Edit. LIMUSA (1981)
- 2.- DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS
U.S.Bureau of Reclamation, Edit. CECSA (1979)
- 3.- PRESAS PEQUEÑAS DE CONCRETO
Portland Cement Association; Edit. LIMUSA (1978)
- 4.- PRESAS DE ALMACENAMIENTO Y DERIVACION
Oscar Vega R. y Felipe I. Arreguín C.
DEPFI, UNAM (1981)
- 5.- PRINCIPIOS DE GEOLOGIA Y GEOTECNIA PARA INGENIEROS
D.P. Krynine y W.R. Judd.
Edit. OMEGA (1975).
- 6.- INYECCION DE SUELOS
Henri Cambefort, Edit. OMEGA (1968).