



104
2ey

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**“CONCEPTOS FUNDAMENTALES SOBRE EL DISEÑO
DE CORTINAS DE CONCRETO TIPO GRAVEDAD”**

T E S I S

Que para obtener el Título de

INGENIERO CIVIL

Presenta:

Ernesto Méndez Hernández



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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

- 1.- INTRODUCCION. TIPOS DE CORTINAS.
- 2.- CONCEPTOS HIDROLOGICOS . ALTURA DE UNA CORTINA
- 3.- INVESTIGACIONES GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS.
- 4.- CONSIDERACIONES SOBRE DISEÑO DE CORTINAS TIPO GRAVEDAD.
- 5.- CONSIDERACIONES SOBRE PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE CORTINAS DE CONCRETO TIPO GRAVEDAD.
- 6.- CONCLUSIONES.

I N T R O D U C C I O N

La Cortina más antigua de que se tiene noticia fue la construida - en Egipto, más de 4,000 años A.C., de Mampostería Seca. Los Arqueólogos creen que esta Cortina se mantuvo en perfectas condiciones - por más de 45 siglos. Aunque no se conocen las proporciones de esta Cortina, de la base a la altura, existen evidencias en las ruinas de otras Cortinas de esa Era, que tenían anchuras en la base iguales a cuatro veces su altura. Mejorando el proyecto y los métodos de construcción, los Romanos pudieron reducir esta relación a 3:1.

La Mampostería no sirvió para la construcción más que de Cortinas bajas y se desarrollaron métodos de construcción. Según los registros, primero se usó un mortero de arcilla para unir la Mampostería; después se descubrió y usó el mortero de cal. Las cortinas - del tipo de Mampostería fueron superadas, con mucho, por las del tipo de Concreto Ciclopeo, que fue el predecesor de la Cortina moderna de concreto del tipo de gravedad.

En la actualidad, miles de Cortinas de concreto permiten almacenar agua para sistemas de abastecimiento, riego, control de avenidas y generación de energía. Los adelantos tecnológicos del siglo XX - han hecho posible la construcción de Cortinas cuya altura se aproxima a los 300 m.

El tipo de Cortina que se elige para un emplazamiento depende principalmente de las condiciones Topográficas, Geológicas, Hidrológicas y Climáticas. Cuando se puede utilizar más de un tipo, se preparan presupuestos económicos de las alternativas y la elección se basa en éstos. La seguridad y su funcionamiento son los requisitos principales, pero a menudo afectan las comparaciones economi-

cas, el tiempo necesario para la construcción y los materiales.

Las Cortinas se clasifican de acuerdo con los materiales con -- que se construyen, como concreto o tierra. Las Cortinas de concreto se clasifican como:

Cortinas de Gravedad, de Arco, de Contrafuertes o combinaciones de éstos tipos.

Las Cortinas de Tierra, son bordos o diques de roca o tierra -- con dispositivos o medidas para controlar la filtración por medio de un corazón impermeable o un delantal de aguas arriba.

Como primer paso fundamental en la planeación y diseño de proyectos con un objetivo u objetivos múltiples, se requiere un análisis hidrológico exhaustivo. Este análisis ayudará a determinar la capacidad, seguridad y operación de las estructuras -- del sistema hidráulico.

Capacidad de las Estructuras.- Las dimensiones físicas y de capacidad de conducción de una estructura hidráulica se determina por los volúmenes y gastos que se deseen almacenar, controlar o transmitir. Se necesita realizar estudios hidrológicos para determinar si el abastecimiento de la fuente será adecuado en todo tiempo, o si se requerirá de estructuras para corregir las - deficiencias o para disponer de los volúmenes excedentes de agua.

Seguridad de las estructuras.- La seguridad de las Cortinas en lo que concierne a la capacidad del vertedor y a la elevación - máxima en el embalse, dependen íntegramente de la determinación hidrológica y meteorológica de la tormenta más grande posible y la avenida que se genera por esta tormenta en la cuenca, coinci

diendo esto con las olas generadas por el viento y con la marea de viento.

Operación de las Estructuras.- La hidrología juega un papel importante en la operación efectiva de estructuras hidráulicas, especialmente aquellos que se destinen a la generación de energía y control de avenidas, algunos de los procedimientos para asistir en la operación eficiente de obras construidas son: El pronóstico de sequías y el pronóstico de avenidas.

Antes de la construcción de una Cortina de concreto, es importante verificar que las propiedades del suelo de la cimentación sean las indicadas para garantizar la estabilidad y el funcionamiento adecuado de la obra, por lo cual debe hacerse un estudio completo de toda la información geológica existente de la zona de proyecto.

El objetivo principal del presente trabajo es describir los conceptos fundamentales para el Diseño de "Cortinas de Concreto Tipo Gravedad"

TIPOS DE CORTINAS

Se entiende por cortina 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 o una derivación, tal estructura debe satisfacer las condiciones normales de estabilidad y ser relativamente impermeable.

Las Cortinas se pueden clasificar de acuerdo a:

- 1.- Su altura

2.- Su propósito

3.- Tipo de construcción y los materiales que la constituyan.

1.- Por su altura

Bajas, son aquellas que tienen una altura estructural de cortina menor de 30 m.

Medias, son en las que la altura estructural de cortina varía de 30 a 100 m.

Altas, son las que tienen altura estructural de cortina mayor de 100 m.

2.- Por su propósito

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, a cero o madera, excepto en estructuras vertedoras muy bajas de unos cuantos metros de altura.

No vertedoras, son las que se proyectan para que no se rebase el agua por su corona. Este tipo de proyecto permite ampliar la elección de materiales, incluyendo las cortinas de tierra y enrocamiento.

3.- Por el tipo de construcción y los materiales que la constituyen.

De Concreto o Mampostería

- Gravedad
- Arco
- Machones o Contrafuertes.

De Tierra y Enrocamiento

- Homogéneas: Tierra y Enrocamiento
- 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.

- Cortinas 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 - 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 o de una presa derivadora. (Ver figura 1).

- Cortinas de Arco.

Una cortina de arco se considera constituida por una serie de arcos de circunferencia o anillos horizontales que transmiten su empuje a los empotramientos en las laderas o a contrafuertes.

Existe un tipo especial de estas, las cortina Arco Gravedad, en las cuales parte de las cargas horizontales son soportadas por la cortina y transmitidas al terreno por grave

Tipo material de construcción

Gravedad - Concreto

■ 0.65 ■ 0.05

■ 0.85 ■ 0.1

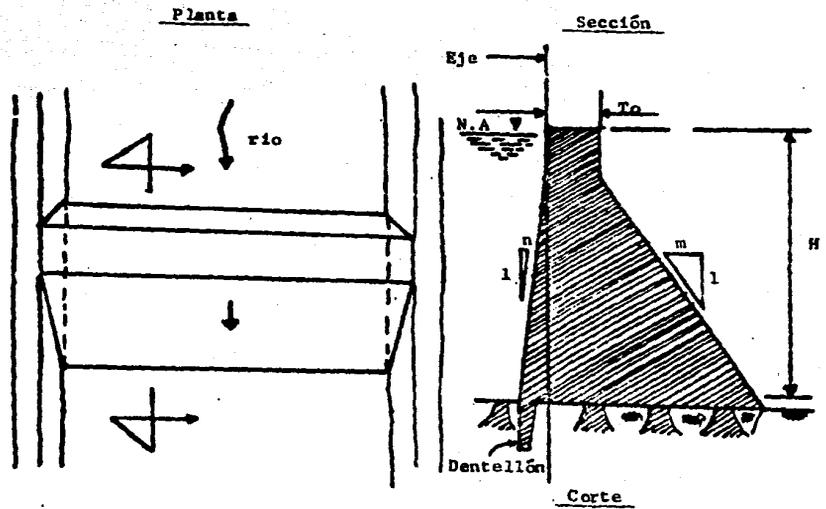


FIGURA 1.

dad y el resto como arco hacia la cimentación y empotramientos. Este tipo de cortinas se adaptan bien para usarse en cañones angostos en forma de V o 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 demasias en la corona de estas cortinas (Ver figura²).

- Cortinas de Machones o Contrafuertes.

Una cortina de machones o contrafuertes consiste fundamentalmente de una pieza que transmite la carga de agua a una serie de contrafuertes colocados en ángulo recto con relación al eje de la cortina.

- Existen diversos tipos de cortinas de machones, siendo algunos de los más importantes los de losa y contrafuerte, los de arcos múltiples y los de machones con cabeza, estos difieren en que el miembro que soporta la carga del agua en el primer caso, es una serie de losas de concreto reforzado, en tanto que en el segundo caso, es una serie de arcos que permiten dar un mayor espaciamiento a los contrafuertes. Por su parte los de machones con cabeza se forman adelgazando el mechón, propiamente dicho, hacia aguas abajo y dejando un ensanchamiento o cabeza en el lado de aguas arriba. Los términos cabeza redonda o de diamante se refieren a la forma del ensanchamiento en la cara de aguas arriba y dan el tipo de cortina.

Las cortinas de contrafuertes normalmente requieren sólo de una tercera parte a una mitad del concreto que se utiliza para las cortinas del tipo gravedad de altura igual, pero no necesariamente son menos costosas debido al aumento en costo que repre-

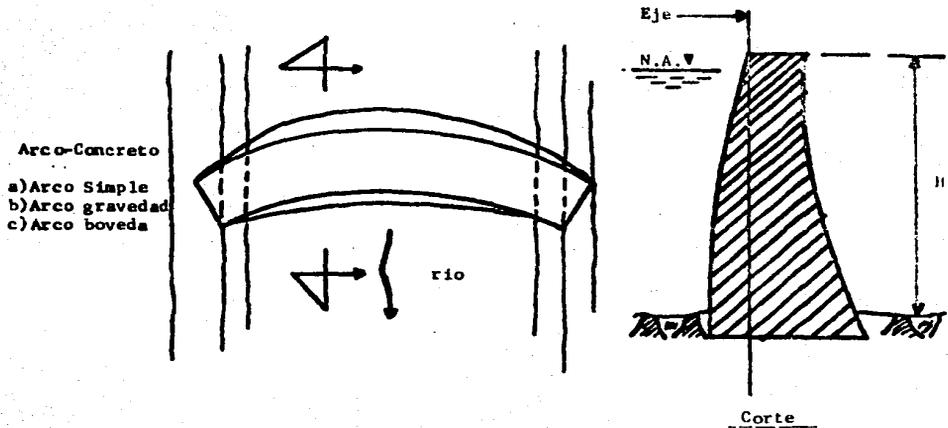


FIGURA 2.

senta el acero que se necesita y las cimbras para los colados - (Ver figura³).

Cortinas de materiales homogéneas.

Constituida en su mayor parte por un solo material que proporciona simultáneamente la impermeabilidad y la estabilidad necesarias se emplean en este tipo de sección, suelos finos, limosos ó arcillosos y suelos gruesos con alto contenido de finos - que tienen baja permeabilidad. Normalmente intervienen, en volúmenes menores, otros materiales auxiliares, enrocamientos, para protección de los talúdes exteriores, gravas y arenas que contribuyen a proteger a veces la corona.

Homogéneas de tierra.

Su cuerpo está construido totalmente de tierra común, 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 estas cortinas es que si el vertedor de demasias no tiene la suficiente capacidad, la cortina puede dañarse y aún destruirse por el efecto erosivo del agua que lluegue a rebasarla. (ver figura 4).

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 o en el talúd de aguas arriba, prolongada con un dentellón hasta terreno impermeable. La membrana puede ser de losas de con-

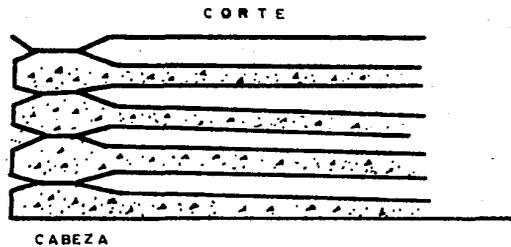
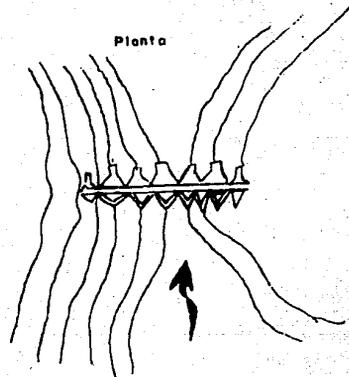
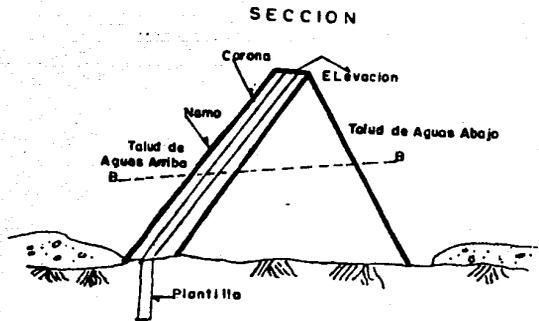


FIGURA 3.

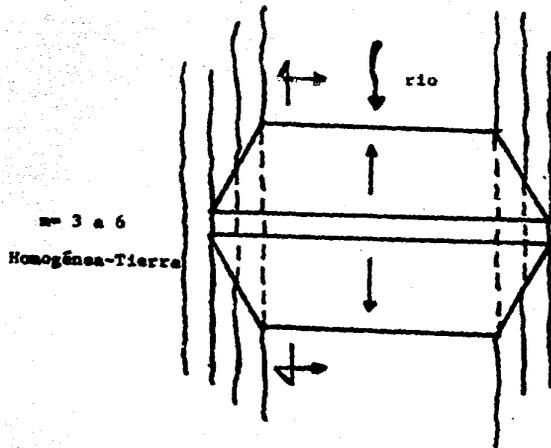
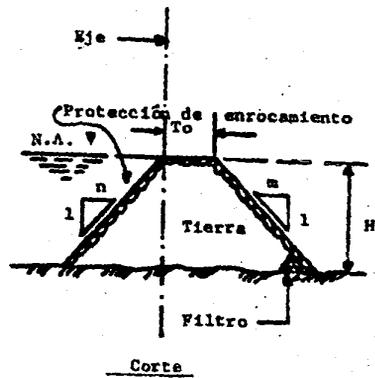


FIGURA 4.



creto hidráulico, concreto asfáltico, placas de acero, madera -
ó un núcleo interior delgado de arcilla. (ver fig. 5)

Cortinas de materiales graduados

Este tipo de cortinas están constituidas por una zona central ó corazón impermeable, con zonas semipermeables y permeables colocadas progresivamente hacia aguas abajo y aguas arriba desde dicho corazón.

La cantidad en que 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 estas estructuras es una función de la estabilidad de los talúdes, en las diversas condiciones de trabajo, - en donde el flujo de aguas a través del cuerpo de las mismas desempeña un papel sumamente importante. (ver figura 6).

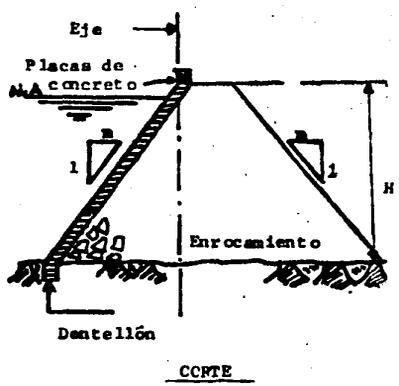
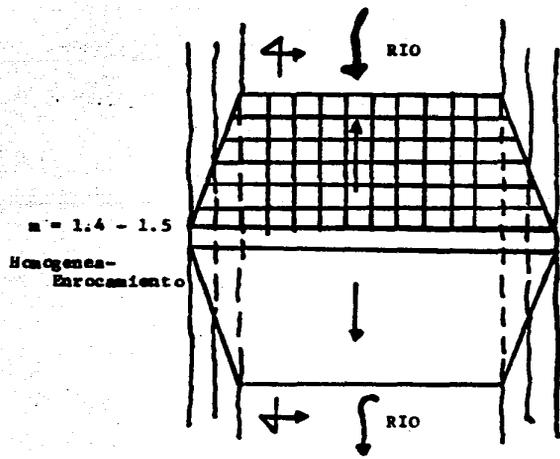
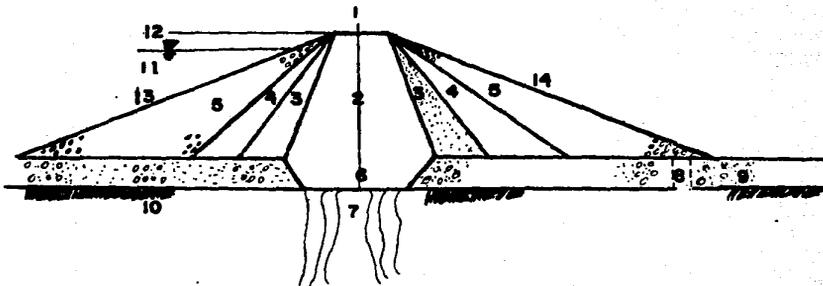


FIGURA 5.

SECCION



PLANTA

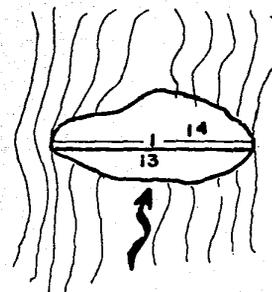


FIGURA 6.

- 1.- CORONA
- 2.- CORAZON O NUCLEO IMPERMEABLE
- 3.- FILTROS
- 4.- TRANSICIONES
- 5.- RESPALDOS
- 6.- TRINCHERA
- 7.- PANTALLA DE INYECCIONES

- 8.- POZOS DE ALIVIO
- 9.- DEPOSITO ALUVIAL
- 10.- ROCA FIRME
- 11.- EMBALSE
- 12.- BORDO LIBRE
- 13.- TALUD AGUAS ARRIBA
- 14.- TALUD AGUAS ABAJO

CONCEPTOS HIDROLOGICOS

ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL EN RIOS

- 1).- De la gran cantidad de Datos Hidrológicos de que se puede disponer, el flujo en los ríos es el más importante en Ingeniería de Presas.
 - A).- Datos considerándo el Escurrimiento total anual y sus variaciones para el diseño de vasos reguladores.
 - B).- El escurrimiento mínimo cuando se trata de derivaciones para aprovechamiento.
 - c).- Flujos máximos para el Diseño de Obras de Control y excedencias. En algunas ocasiones se estima el Escurrimiento a partir de precipitaciones; pero siempre que sea posible es conveniente usar datos obtenidos de medición directa.

La medición de Gasto de un Río se puede hacer en diversas formas. El método más común es por medio de un molinete sujeto a un cable que, suspendido de un puente, una canastilla o una lancha, se introduce en el agua para medir la velocidad de la misma. La medición de la velocidad se repite dos o tres veces en una vertical y en diez o veinte verticales en una sección del río. Multiplicando la velocidad media en una vertical por un ancho y profundidad representativos y sumando el resultado de todas las verticales se obtiene el gasto total en la sección observada.

También se puede saber el gasto midiéndolo cuando pasa a través de un vertedor.

Otro método consiste en usar la fórmula de Manning-Strickler, para lo cual se debe conocer la sección transversal del río, la pendiente longitudinal del mismo en un tramo de cuando menos diez veces el ancho y estimar un coeficiente de fricción en el tramo. Este método se aplica principalmente cuando no existe Estructura de Medición o después de que se ha presentado una avenida. La sección transversal del río se toma directamente y la pendiente se obtiene de huellas de altas -- aguas.

En estaciones de medición con sección invariable, el gasto se mide solamente en algunas ocasiones cada año. Los gastos instantáneos en cualquiera otra ocasión se obtienen con los datos observados, como se ilustra en la figura 7, lo cual representa la curva de gastos de un río en una sección determinada, construida con pares de valores , $Q_i - t_i$.

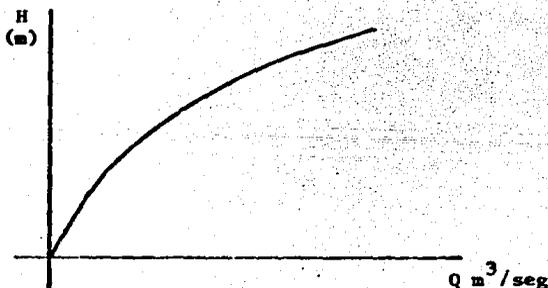


FIGURA 7, Curva de gastos, en la sección de un río.

En todas las estaciones de Medición se observan los valores de los tirantes por alguna persona encargada, o se instalan limnigrafos con los que se obtienen los niveles del agua automáticamente. A través de la curva de gastos se transforman los niveles del agua o tirantes en gastos instantaneos.

Es conveniente comprobar que no existen obstáculos o confluencias aguas abajo de la estación de medición que provoquen remansos y afecten la relación tirantes - gastos.

Si los datos de una estación de medición son discontinuos, es posible completarlos efectuando correlaciones con los de otras estaciones cercanas cuyos datos estén completos.

La forma más fácil de hacerlo es graficando los datos existentes de ambas estaciones en coordenadas naturales o logarítmicas y de tal correlación deducir los datos faltantes para la estación que interesa.

En caso de que no existan estaciones cercanas y se tengan observaciones de poco tiempo en la estación de medición, es posible hacer correlaciones entre precipitaciones y gastos en los periodos conocidos y deducir los gastos para los periodos desconocidos.

2) HIDROGRAMAS.

Un hidrograma es simplemente, la representación gráfica del flujo de un río con respecto al tiempo, graficandose tiempos contra gastos.

En la figura ⁸ se muestran hidrogramas con variaciones de tiempo, en día (a) mes (b), año (c), los cuales se construyen de acuerdo con la finalidad de que se requiera. Los gastos serán gastos medios, diarios, mensuales o anuales.

Se debe notar que las Areas bajo las curvas representan volúmenes diarios, mensuales y anuales respectivamente, los que se -- pueden valorar con un planímetro. Por consiguiente es fácil y rápido determinar la cantidad de agua que escurre a través de u na sección de un río, entre dos fechas determinadas.

3) CURVA MASA

La curva masa es un método gráfico que permite visualizar, en -- un periodo largo, la tendencia en el flujo de un río.

Es también una forma conveniente para determinar el almacena-- miento que se requiere en una presa, para obtener un flujo de -- extracción confiable.

La curva masa muestra la acumulación del escurrimiento a lo lar go del tiempo.

Las abcisas tienen las mismas unidades que el Hidrograma, y las ordenadas representan el volumen total de agua que ha pasado, -- desde tiempo cero hasta el del punto de interés.

La pendiente de la curva masa representa en cualquier punto la variación del volumen con respecto al tiempo, o sea el gasto en el punto.

Para mostrar esto es conveniente agregar un diagrama en que apa -- rezca el valor de las pendientes en términos de gasto.

La pendiente de una línea que una cualesquiera 2 puntos de la -- curva representa el gasto medio constante que se podría obtener o sea el incremento total de volumen en el mismo periodo.

Esta propiedad de la curva masa permite determinar fácil y rápi

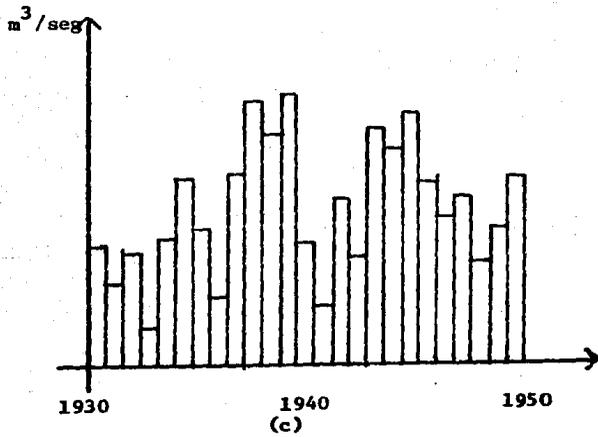
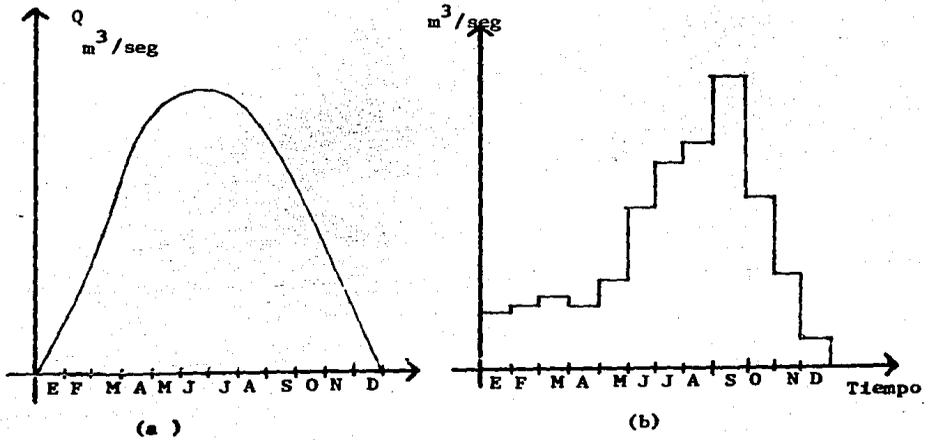


FIGURA 8.

damente la capacidad de almacenamiento requerida.

La curva masa, construída para períodos muy grandes, permite, - dado cierto gasto de extracción, obtener la capacidad necesaria para satisfacer extracciones del 80%, 85%, 90%, 95%, etc. Así mismo, si lo que se tiene es una cierta capacidad posible, por limitaciones de índole topográfica o geológica, con rapidez se puede obtener el gasto de extracción correspondiente.

Por tratarse de volúmenes acumulados, la curva masa tiene esa - tendencia a agrandar el tamaño de las ordenadas, y en ocasiones es incomodo trabajar con ella, durante períodos muy grandes, -- por el tamaño del papel necesario.

Entonces se puede hacer uso del diagrama de RIPPL o diferencial de masas, con resultados sumamente satisfactorios.

La curva masa o el diagrama de RIPPL, es muy útil para visualizar la tendencia de los escurrimientos en grandes períodos y obtener relaciones, extracciones-capacidades o viceversa. Para un análisis exacto se deben hacer cálculos de funcionamiento en que intervengan pérdidas por evaporación y probablemente gastos variables de extracción.

4) DEMANDAS DE AGUA EN LOS APROVECHAMIENTOS HIDRAULICOS

4.a. Abastecimiento de agua potable a poblaciones. La cantidad de agua necesaria para abastecer a una población se obtiene de la expresión siguiente:

$$V = De \times P \times 365 \text{ litros} \quad \text{--- (I)}$$

En donde:

De = Dotación específica en Lts./Hab./día

P = Población a servir, durante el lapso de proyecto.

V = Volúmen anual en litros.

En la tabla siguiente aparecen las dotaciones específicas que se recomiendan de acuerdo con el tamaño de la población. como bien se sabe, la población a la que se va servir se calcula

de acuerdo con leyes de incremento demográfico, teniendo en cuenta factores sociales y de desarrollo industrial.

POBLACION DE PROYECTO HABITANTES	TIPO DE CLIMA		
	CALIDO	TEMPLADO	FRIO
		HS/HAB/DIA	
De 2500 a 15000	150	125	100
De 15000 a 30000	200	150	125
De 30000 a 70000	250	200	175
De 70000 a 150000	300	250	200
De 150000 a más	350	300	250

4.b. Agua requerida para riego

Por evaporación se designará la suma de los volúmenes de agua:

- 1) Utilizados por las plantas.
- 2) Evaporados por la superficie del suelo.

El uso consuntivo varía con la temperatura, la duración del día y la humedad disponible, sin importar la fuente de donde esta última provenga. Multiplicando la temperatura media mensual -- (t) por el posible porcentaje mensual de horas día con relación a los del año (p), se obtiene un factor mensual de uso consuntivo (f).

Se ha considerado que cuando se dispone de suficiente agua el uso consuntivo de los cultivos varia directamente con este factor.

La expresión matemática, en sistema métrico es:

$$u = Kf \text{ --- (II)}$$

$$y \quad U = \text{suma de } Kf = KF \text{ --- (III)}$$

en donde:

u = uso consuntivo mensual en mm.

U = uso consuntivo (o evapotransportación) por período de desarrollo.

$$f = \frac{45.7 t + 813}{100} p$$

factor mensual de uso consuntivo, en sistema métrico.

t = temperatura media mensual en °C

p = porcentaje mensual en horas del día en relación con las del año.

F = suma de los factores mensuales del uso consuntivo para el período considerado (suma de los productos de la temperatura media mensual y de los porcentajes mensuales de horas del día con relación a las del año).

K = coeficiente empírico del uso consuntivo correspondiente a un determinado cultivo, para el período de riego o para el período de desarrollo (se ha encontrado que éste es aceptable constante en todas partes).

El factor (F) del uso consuntivo se puede calcular para aquellas zonas en las cuales se dispone de registro de temperaturas medias mensuales, las que se deberán utilizar con los porcentajes de horas que están indicados en la tabla 1.

En consecuencia, el uso consuntivo total de un cultivo (U) se obtiene multiplicando (F) por el coeficiente empírico (K) para el uso consuntivo de dicho cultivo. Esta relación permite el cálculo del uso consuntivo en cualquier lugar del mundo, para pequeños cultivos, de los cuales se han determinado experimentalmente coeficientes, o cuando éstos se pueden estimar. La demanda de riego será igual al uso consuntivo, menos la lluvia efectiva.

Tabla 1 Porcentajes mensuales de las horas del día con relación a las del año (1) para latitudes de 0° a 65° al norte del ecuador

Latitud Norte	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
65°	8.45	5.14	7.90	9.92	12.65	14.12	15.66	11.25	8.55	6.60	4.12	2.64
64°	8.75	5.50	7.95	9.87	12.42	13.60	15.31	11.15	8.58	6.70	4.35	3.04
63°	6.01	5.40	7.95	9.85	12.22	13.22	15.02	11.04	8.60	6.79	4.55	3.37
62°	4.25	5.52	7.99	9.75	12.05	12.91	12.79	10.92	8.50	6.86	4.72	3.67
61°	4.46	5.61	8.01	9.71	11.88	12.65	12.55	10.84	8.55	6.94	4.89	3.95
60°	4.67	5.70	8.05	9.66	11.72	12.39	12.53	10.72	8.57	7.00	5.04	4.15
59°	4.81	5.78	8.05	9.60	11.61	12.25	12.21	10.60	8.56	7.07	5.09	4.31
58°	4.99	5.85	8.06	9.55	11.44	12.00	12.00	10.56	8.56	7.13	5.15	4.55
57°	5.14	5.93	8.07	9.51	11.32	11.77	11.87	10.47	8.54	7.19	5.27	4.69
56°	5.29	6.00	8.10	9.45	11.20	11.67	11.69	10.40	8.52	7.25	5.34	4.89
55°	5.39	6.06	8.12	9.41	11.11	11.55	11.52	10.32	8.51	7.30	5.62	5.01
54°	5.53	6.12	8.15	9.36	11.00	11.40	11.43	10.27	8.50	7.35	5.74	5.17
53°	5.64	6.19	8.16	9.32	10.88	11.31	11.34	10.19	8.52	7.38	5.85	5.31
52°	5.75	6.23	8.17	9.28	10.81	11.13	11.22	10.15	8.49	7.40	5.94	5.43
51°	5.87	6.25	8.21	9.26	10.76	11.07	11.15	10.05	8.48	7.41	5.97	5.46
50°	5.98	6.32	8.25	9.25	10.69	10.93	10.99	10.00	8.44	7.43	6.07	5.65
49°	6.13	6.42	8.22	9.15	10.50	10.72	10.83	9.92	8.45	7.56	6.24	5.86
48°	6.30	6.50	8.24	9.09	10.37	10.54	10.66	9.82	8.44	7.61	6.38	6.05
47°	6.45	6.59	8.25	9.04	10.22	10.38	10.50	9.75	8.43	7.67	6.51	6.23
46°	6.60	6.66	8.28	8.97	10.10	10.21	10.37	9.64	8.42	7.73	6.63	6.39
45°	6.73	6.73	8.30	8.92	9.99	10.08	10.34	9.56	8.41	7.78	6.73	6.53
44°	6.87	6.79	8.34	8.90	9.92	9.95	10.10	9.47	8.38	7.80	6.82	6.66
43°	6.99	6.86	8.35	8.85	9.81	9.83	9.99	9.40	8.36	7.85	6.92	6.79
42°	7.10	6.91	8.36	8.80	9.72	9.70	9.88	9.33	8.36	7.90	7.02	6.92
41°	7.20	6.97	8.37	8.72	9.63	9.60	9.77	9.28	8.34	7.93	7.11	7.05
40°	7.30	7.05	8.38	8.72	9.55	9.49	9.67	9.22	8.34	7.99	7.19	7.14
39°	7.40	7.02	8.39	8.68	9.46	9.38	9.58	9.16	8.32	8.02	7.27	7.27
38°	7.49	7.12	8.40	8.64	9.37	9.30	9.49	9.10	8.32	8.06	7.36	7.35
37°	7.58	7.17	8.40	8.60	9.30	9.19	9.41	9.05	8.31	8.10	7.43	7.46
36°	7.76	7.22	8.41	8.57	9.22	9.12	9.31	9.00	8.30	8.15	7.50	7.56
35°	7.73	7.26	8.40	8.52	9.14	9.02	9.25	8.95	8.30	8.19	7.58	7.68
34°	7.88	7.26	8.40	8.46	9.06	8.99	9.20	8.81	8.29	8.24	7.67	7.89
33°	7.94	7.30	8.42	8.45	8.98	8.98	9.07	8.80	8.28	8.24	7.72	7.90
32°	7.08	7.39	8.43	8.44	8.90	8.73	8.99	8.79	8.28	8.28	7.85	8.04
31°	8.08	7.40	8.44	8.43	8.84	8.64	8.90	8.78	8.27	8.28	7.85	8.05
30°	8.11	7.40	8.44	8.43	8.81	8.57	8.84	8.74	8.26	8.29	7.89	8.08
29°	8.13	7.41	8.45	8.39	8.75	8.51	8.77	8.70	8.25	8.31	7.89	8.11
28°	8.19	7.49	8.45	8.39	8.73	8.48	8.75	8.69	8.25	8.41	7.95	8.19
27°	8.20	7.58	8.46	8.35	8.65	8.40	8.67	8.65	8.21	8.45	7.95	8.20
26°	8.43	7.62	8.47	8.22	8.51	8.25	8.52	8.50	8.20	8.45	8.16	8.62
25°	8.49	7.67	8.49	8.22	8.49	8.22	8.49	8.49	8.19	8.49	8.22	8.49

FUENTE: OBRAS HIDRAULICAS. ING. FRANCISCO TORRES HERRERA.

0°	0.49	7.67	0.49	0.22	0.49	0.22	0.49	0.49	0.19	0.49	0.22	0.49
2°	0.55	7.71	0.49	0.19	0.44	0.17	0.45	0.44	0.19	0.52	0.27	0.55
4°	0.64	7.76	0.50	0.17	0.39	0.08	0.20	0.41	0.19	0.56	0.53	0.65
6°	0.71	7.81	0.50	0.12	0.30	0.00	0.19	0.37	0.18	0.59	0.58	0.74
8°	0.79	7.84	0.51	0.11	0.24	7.91	0.15	0.52	0.18	0.62	0.47	0.84
10°	0.85	7.86	0.52	0.09	0.18	7.84	0.11	0.28	0.18	0.65	0.52	0.90
12°	0.91	7.91	0.55	0.06	0.15	7.79	0.08	0.26	0.17	0.67	0.58	0.95
14°	0.97	7.97	0.54	0.05	0.07	7.70	7.01	0.19	0.16	0.69	0.65	1.01
16°	0.09	8.02	0.56	7.88	7.96	7.57	7.94	0.14	0.14	0.76	0.72	1.17
18°	0.18	8.06	0.57	7.95	7.99	7.50	7.88	0.09	0.14	0.80	0.80	1.24
20°	0.25	8.09	0.58	7.92	7.85	7.41	7.75	0.05	0.15	0.85	0.85	1.32
22°	0.36	8.12	0.58	7.89	7.74	7.30	7.76	0.05	0.15	0.85	0.85	1.38
24°	0.44	8.17	0.59	7.87	7.60	7.24	7.68	7.89	0.12	0.89	0.96	1.47
26°	0.52	8.24	0.60	7.81	7.56	7.07	7.49	7.87	0.11	0.94	1.10	1.61
28°	0.61	8.31	0.61	7.79	7.49	6.99	7.40	7.85	0.10	0.97	1.19	1.74
30°	0.69	8.33	0.63	7.75	7.45	6.94	7.30	7.80	0.09	1.00	1.24	1.80
32°	0.76	8.36	0.64	7.70	7.39	6.85	7.20	7.75	0.08	1.04	1.31	1.87
34°	0.88	8.41	0.65	7.68	7.30	6.75	7.10	7.69	0.06	1.07	1.38	1.99
36°	10.06	8.55	0.67	7.61	7.10	6.59	6.99	7.59	0.06	1.15	1.51	10.21
38°	10.14	8.61	0.68	7.59	7.05	6.46	6.87	7.51	0.05	1.19	1.60	10.34
40°	10.24	8.65	0.70	7.54	6.96	6.35	6.75	7.46	0.04	1.25	1.69	10.42
42°	10.39	8.72	0.71	7.49	6.85	6.20	6.60	7.39	0.01	1.27	1.79	10.57
44°	10.52	8.81	0.72	7.44	6.75	6.04	6.45	7.30	0.00	1.34	1.91	10.72
46°	10.68	8.88	0.75	7.39	6.61	5.87	6.30	7.21	7.88	1.41	10.05	10.90
48°	10.85	8.98	0.76	7.32	6.45	5.69	6.15	7.12	7.96	1.47	10.17	11.09
50°	11.03	9.06	0.77	7.25	6.31	5.48	5.98	7.05	7.95	1.55	10.32	11.30

FUENTE: OBRAS HIDRAULICAS. ING. FRANCISCO TORRES HERRERA

4.c. Agua que se requiere en una planta hidroeléctrica

Se tiene la siguiente expresión :

$$P_e = 8.2 Q H \text{ en Kw} \text{ ---- (IV)}$$

en donde:

P_e = potencia efectiva en Kw, de una planta hidroeléctrica.

Q = gasto de flujo en m^3/seg .

H = carga bruta de trabajo en m.

Con la expresión anterior se obtiene la relación entre una potencia dada y el producto $Q H$.

Se pueden presentar dos casos:

- 1) Una planta hidroeléctrica de gran caída, en donde practicamente la carga es constante.

Entonces:

$$P = K Q \text{ ----(V)}$$

La potencia es directamente proporcional a Q .

- 2) Una planta hidroeléctrica de pequeña caída, por ejemplo a pie de presa.

Entonces:

$$P = C Q H \text{ ----(VI)}$$

La potencia es directamente proporcional al producto $Q H$.

En general, durante la etapa de planificación se establece si la planta hidroeléctrica trabajará:

- 1) Aislada, caso en que las máquinas seguirán la curva de la demanda; en este caso la potencia instalada corresponderá a la potencia del pico de la demanda; el factor de planta

será igual al factor de carga.

- 2) Interconectada a un sistema eléctrico, podrá trabajar en la base de la curva de demandas, o como planta de picos; en estos casos podrá trabajar con factor de planta igual a la unidad o con un factor de planta muy chico de acuerdo con el pico que se desee tomar.

En todos los casos el gasto que se requiere es una función de la potencia y de la carga en cada instante.

5) Curvas de Duración de gastos

Para una apreciación aproximada del régimen de una corriente -- simplemente se puede hacer una lista de valores de escurrimiento y obtener los valores mínimos, medios y máximos. Sin embargo para estudios de cierto detalle se puede saber que tan frecuente ocurren flujos mínimos y flujos máximos durante el periodo de observación. Para ellos se puede construir una curva de duración para cualquier período, sean flujos diarios, medios-- mensuales o medios anuales.

Una curva de frecuencia de gastos máximos anuales es una gráfica que muestra la relación entre la magnitud del gasto máximo y su probabilidad de ocurrencia.

Las curvas de frecuencia se usan para seleccionar las condiciones del gasto de diseño en estructuras hidráulicas y para análisis económicos en obras de control de avenidas.

Existen varios métodos para analizar gastos máximos y preparar

curvas de frecuencia, tales como Hazen, Kimbally, Gumbel, etc.. Cada uno de ellos tiene sus ventajas y sus desventajas.

En el análisis de avenidas puede interesar la obtención de picos máximos, pero también en el de volúmenes máximos, como cuando se estudia el tránsito de una avenida a través de un vaso regulador.

6) Análisis de frecuencia

Se elabora una tabla con los datos de la estación en estudio.

En la primer columna se anotan los años de los gastos máximos;

En la columna 2 se anotan los gastos máximos anuales en la forma como se presentaron; y en la columna 4 los mismos gastos pero según orden decreciente de magnitud y en la columna 5 los valores de frecuencia obtenidos con la expresión de Hazen:

$$F = \frac{m - 0.5}{n} 100 \quad \text{--- (VII)}$$

En donde:

F = frecuencia en porcentaje de años.

m = número de prden de cada valor anual.

n = número de años observados

Los valores de las columnas 4 y 5 se grafican en papel de probabilidades, en donde se puede observar que la tendencia general de gastos se puede asimilar a una línea recta.

7) Avenidas máximas

Se considera que las características que definen una avenida son: un gasto máximo o pico, tiempo de duración y volúmen.

Estos tres elementos están representados en el hidrograma de una avenida, como se ilustra en la figura 9.

Además la forma de hidrograma es una característica típica de una cuenca en un punto determinado de ella, en donde se manifiestan el área de la misma, su pendiente, tipo de terreno y vegetación tipos de tormentas y su distribución en la cuenca, clima y posición geográfica.

Por consiguiente, para deducir una avenida de diseño se obtiene el gasto máximo a partir de una curva de frecuencia; el tiempo de

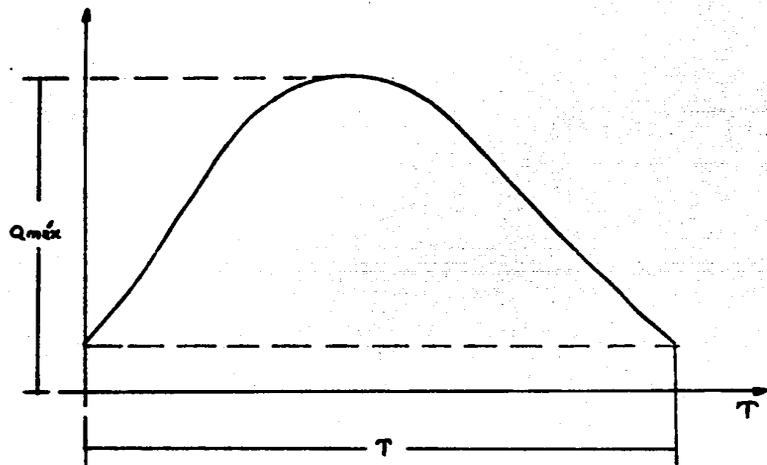


FIGURA 9. HIDROGRAMA DE UNA AVENIDA.

duración se estima del hidrograma de una avenida escogida como típica y el volúmen será el área entre la curva de variación de gastos y los ejes coordenados. Es una buena práctica considerar que el tiempo de duración de la avenida de diseño es igual al tiempo de duración de la avenida considerada como típica.

Por conveniencia el Ingeniero Proyectista de estructuras Hidráulicas debe contar con varios hidrogramas de avenidas para el sitio de proyecto, a fin de que pueda escoger la que presente las condiciones más desfavorables, ya sea que su problema sea de picos, de volúmen o de ambos.

8.- MAGNITUD Y FRECUENCIA DE UNA AVENIDA DE DISEÑO PARA UNA OBRA DE DESVIACION.

En la gran mayoría de los casos las obras de desviación se proyectan para el pico de una avenida. En estas condiciones es necesario disponer de una curva de frecuencia, con objeto de poder valorar los riesgos que representen ciertos gastos escogidos y el costo de las obras correspondientes.

- 9.- - Selección de la avenida máxima para el diseño de una obra de excedencias. Como avenida de diseño se entiende el régimen de escurrimiento que entra en un vaso de almacenamiento en cierto tiempo y cuyo tránsito por el mismo produce condiciones de descarga que servirán para determinar la capacidad de la obra de excedencias.

El problema de seleccionar la avenida para el diseño de la obra de excedencias tiene dos aspectos que se deben considerar:

- 1).- El riesgo que se desee aceptar.
- 2).- La magnitud de la avenida que sea congruente con dicho riesgo.

1.-EL RIESGO QUE SE DESEE ACEPTAR:

Considerando primero el problema de definir una seguridad adecuada, se puede enfocar desde tres puntos de vista; Ingenieril, Económico y Social.

Desde un punto de vista de ingeniería se puede pedir que una estructura importante no fracase en circunstancias que puedan ser razonablemente previsibles.

E. Kuiper propone que "razonablemente previsible" se define como teniendo una probabilidad de ocurrencia de 0.1 por ciento por año.

Desde un punto de vista económico, el grado de seguridad - más deseable podría ser aquel en que fuera mínima la suma del costo de construcción más el riesgo capitalizado.

Desde el punto de vista social hay que considerar la posibilidad de pérdidas de vidas humanas como resultado de la falla de una estructura. En ciertas condiciones cuando los daños son pequeños y no existe peligro de pérdidas de vida se puede aceptar cierta probabilidad de ocurrencia de la avenida de diseño; y cuando los daños pueden ser cuantiosos y haber pérdidas de vidas humanas no se debe permitir la - falla de la estructura, sino que la seguridad debe ser total. En otras palabras, se propone que la probabilidad de ocurrencia de la avenida de diseño varíe de 0.1 por ciento por año a un valor de casi cero.

Se presenta a continuación en la tabla No.2 cierto criterio sumamente ilustrativo de "Clasificación de presas, con respecto de potencial de peligro" en donde se conjugan varios aspectos importantes.

El siguiente problema es el de la determinación de la magnitud de la avenida de diseño, correspondiente a la probabilidad de ocurrencia seleccionada pero antes se anotan unos hechos en relación con la naturaleza de los flujos extremos.

Categoría	Potencial de peligro del almacenamiento		Potencial de daños de la falla (a)		Avenida de diseño para la obra de excedencias
	Almacenamiento en mill.de M ³	Altura de la cortina en m.	pérdida de vidas	daños	
1	2	3	4	5	6
Mayor, no se tolera falla	> 60	> 18	Considerable.	Excesivos o como materia de política establecida	Máxima aprobable la más severa avenida que se pueda considerar razonablemente posible.
Intermedia	1.2 a 60	12 a 60	posible pero pocas.	dentro de la capacidad financiera del propietario.	Proyectos comunes basados en la tormenta más severa o condiciones meteorológicas que se consideran características de la región específica
	< 1.2	< 15	Ninguna	De igual magnitud que el costo de la presa.	Basada en estudios de frecuencias; 50 a 100 años de intervalo de ocurrencias.

Tabla. 2 Clasificación de presas.

a).- El potencial de daño por falla se basa en la consideración de la altura de la presa arriba del nivel del agua al pie de la cortina, del volumen almacenado y la extensión hasta donde llega el daño, el potencial presente y futuro de la población en la zona plana y su desarrollo económico.

Si se dispone de los datos de escurrimientos máximos anuales de un río en cierta estación, de los diez últimos años, se encontrará que uno de tales diez picos será el mayor. Si se dispone de datos de los picos en la misma estación durante los 100 últimos años, es probable que el mayor de los 100 exceda al mayor de los 10 primeros. Si se reconstruyen los datos de picos en la misma estación de los últimos 1000 años es probable que el mayor de los 1000 exceda en valor al mayor de los 100 anteriores; y así se podrá proseguir indefinidamente. O sea que se puede concluir que a un incremento en el período que se considera corresponde un incremento en la avenida máxima que se obtiene.

Al respecto, son sumamente ilustrativas las curvas presentadas -- por Creager y que aparecen en la fig.10.

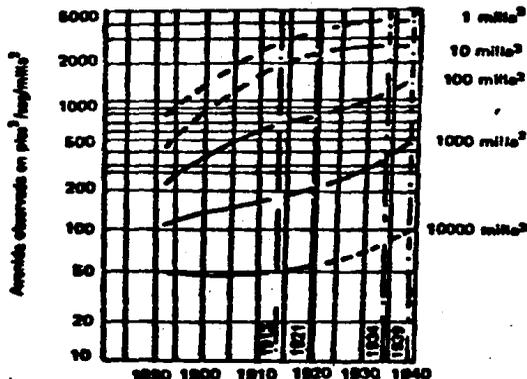


FIGURA 10. último año de observación

O, dicho en otras palabras, a una disminución en la probabilidad de ocurrencia corresponde un incremento en la magnitud del flujo - esto no quiere decir que a una probabilidad de cero corresponda una avenida de valor infinito, ya que existen limitaciones físicas en una cuenca, para su capacidad de producir avenidas. Esto es, ex

iste un límite a la cantidad de precipitación o magnitud de la tormenta que cause la avenida, por grande que sea, el coeficiente de escurrimiento en una cuenca no puede ser mayor de uno o cien por ciento y el tiempo de concentración no puede ser menor a un tiempo límite, de acuerdo con las características de la cuenca. Es decir, hay un límite superior a la avenida potencial que se puede llamar "Avenida Máxima Posible". (Ver fig. 11)

Con base en los datos de escurrimiento del río se puede hacer una estimación confiable de la magnitud del pico de avenida en una probabilidad mayor de uno por ciento por año. Si se toman en consideración otras estaciones en la misma cuenca, la curva de frecuencia se puede extender hasta una probabilidad de ocurrencia de 0.1 por ciento por año.

- Efectuandose un estudio hidrológico para la cuenca en cuestión es posible obtener, con buen grado de confianza, la magnitud de la avenida máxima posible. Entre estos dos últimos valores existirá cierta incertidumbre en donde se ignoran las relaciones entre magnitud de la avenida y su probabilidad de ocurrencia.
- A pesar de la incertidumbre que representa, una solución razonable podría ser extrapolar la curva de frecuencia hacia el -- "límite superior" de la avenida máxima posible y usar esta curva para encontrar el pico de la avenida que corresponda a una predeterminada probabilidad de ocurrencia.
- Si el NAME coincide con el NAND, la descarga de la obra de excedencias será prácticamente la misma que el pico de la avenida de diseño, que se considere entrando al vaso. Para tales -- condiciones el método anterior da inmediatamente la capacidad deseada. Sin embargo, cuando la supercapacidad del vaso es considerable será necesario determinar no sólo el pico de la avenida sino también su volumen.

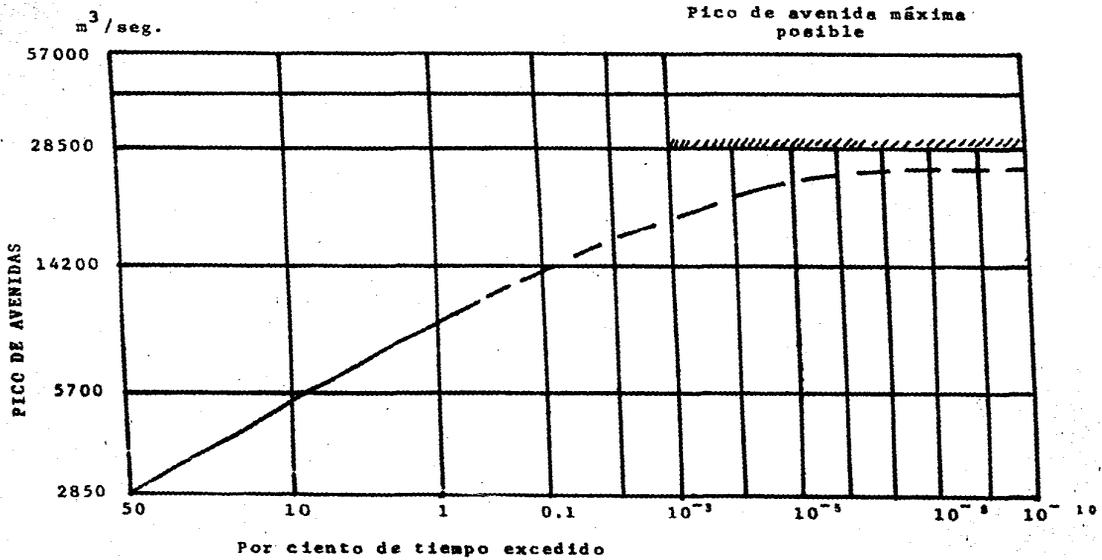


FIGURA 11. Curva de extrapolación de frecuencia de avenidas

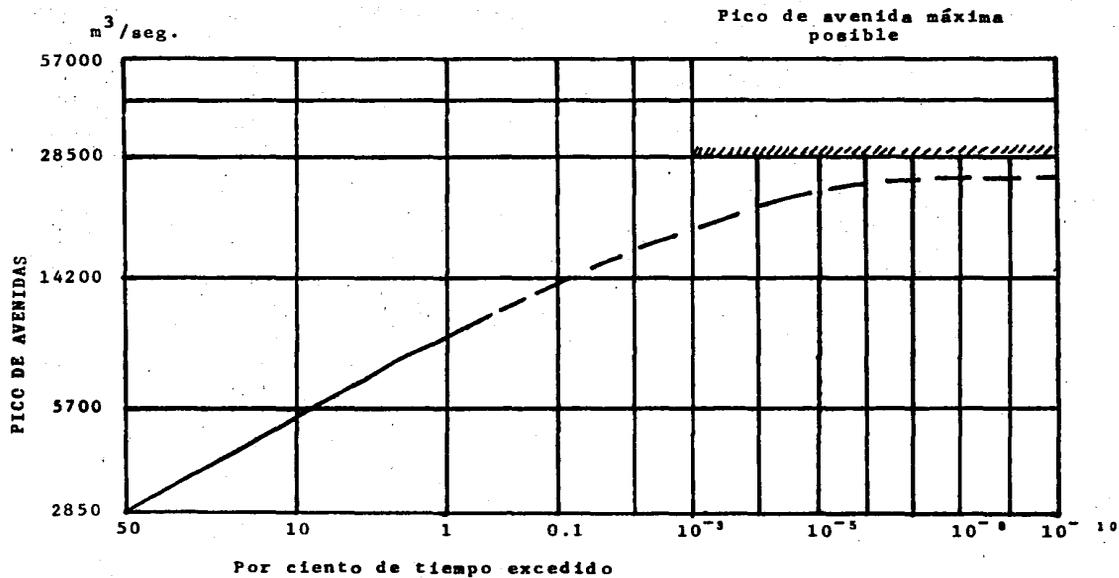


FIGURA 11. Curva de extrapolación de frecuencia de avenidas

Un método diferente de llegar a la avenida de diseño consiste en aplicar el procedimiento de obtener la "Avenida Máxima probable"; la precipitación máxima posible se substituye por la precipitación máxima observada; las tormentas se ordenan en la cuenca de manera que representen condiciones razonablemente severas; en vez de eliminar la infiltración se suponen algunas pérdidas por tal concepto; el hidrógrafo unitario tendrá un pico menor y un mayor tiempo de concentración.

La avenida resultante llevará el nombre de avenida máxima probable y se definirá como la avenida máxima que razonablemente se puede presentar .

Como este método generalmente se aplica sin obtener la "avenida máxima posible" y sin hacer análisis complementarios de -- frecuencias, se tiene la desventaja evidente de que se pierde la orientación en cuanto a la probabilidad de ocurrencia de la avenida de diseño. De ahí resultará que no será posible se parar la política de decisión del grado de seguridad de la -- presa y de la capacidad de descarga de la obra de excedencias.

Habiendo determinado el hidrograma de la avenida de diseño a la entrada del vaso se debe transitar dicha avenida, a través del vaso de almacenamiento, con el fin de obtener la descarga máxima o capacidad de descarga de la obra de excedencias. Un ejemplo de como llevar a cabo un tránsito de avenidas se puede ver en el capítulo No. 4

Asimismo, cuando en el diseño de la presa se considere marea de viento, es lógico que en el diseño de la obra de excedencias se tomen los niveles resultantes y la descarga correspondiente. Una sugestión pertinente es la de que se diseñe la obra de excedencias, para niveles en el vaso, sin viento; pero que se compruebe el comportamiento hidráulico general, para los gastos resultantes, de considerar la presencia de marea de viento.

INVESTIGACIONES GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS

Etapa de Reconocimiento Superficial de Vaso y Boquilla

El objetivo de esta etapa es el de seleccionar el más favorable de los emplazamientos probables, basándose principalmente en la topografía y la geología local. Se debe hacer un estudio completo de toda la información geológica correspondiente a la región, incluyendo el estudio de mapas y fotografías aéreas. Esta información puede obtenerse de compañías privadas o dependencias gubernamentales. 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 estas visitas al campo, algunas veces se revelan o 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.

Etapa de investigaciones preliminares.- al llegar a este nivel se tiene ya una idea general de la geología regional y en base a esta se determina un área de investigación lo suficientemente grande en ambos lados del emplazamiento elegido.

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

- a).- Linderos de los diferentes tipos de suelos
- b).- Localización de los afloramientos de roca
- c).- Localización de zonas de falla
- d).- Bazamiento y rumbo de fisuras, mantos rocosos y zonas fracturadas.
- e).- Otras irregularidades geológicas visibles
- f).- 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 esta 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.

Etapa de Exploraciones detalladas.- En esta etapa de investigación es necesario aplicar métodos adecuados de exploración subterránea para la elaboración de un mapa geológico que contenga la siguiente información:

- a).- **Estatigrafía de la zona, representada por la unión de columnas estatigráficas obtenidas de los sondeos . En cada estrato se debe indicar el tipo de roca, espesor del mismo, color, mineralogía y tamaño de los granos que constituyen la roca.**
- b).- **La geología estructural o estructura de la roca, comprendiendo la estratificación, laminación, rumbo y buzamiento de las capas, fallas, diaclasas, contactos entre las distintas formaciones, etc.**
- c).- **Pérfil geológico de la boquilla que nos indique la profundidad y características del recubrimiento y de la roca meteorizada.**

gicas que se presentan, tipo de estructura y exigencias del proyectista en esta materia. Sin embargo, los sondeos iniciales en el emplazamiento de la cortina, se basan generalmente en el siguiente criterio:

- a).- 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 (d1 en la fig. 12).
- b).- Se hace un sondeo (o más) en el lecho del río hasta una profundidad aprox. igual a la altura de la cortina - (d2 en la fig. 12).

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. 13)

Registro de sondeos.- El término de registro, en su más amplio sentido, significa una relación de los distintos terrenos de la corteza terrestre que se encuentran siguiendo una dirección de perforación. Cuando se perfora en rocas, además de la nominación de la roca en cada estrato se debe incluir la siguiente información.

- 1).- Color, Estructura, textura (de grano fino, etc.), tipo del cementante (calizo, arcilloso, etc.), si está meteorizada o no.
- 2).- La presencia de diaclasas, fracturas, grietas, si estan abiertas, cerradas o rellenas con otras rocas y su buza miento.
- 3).-La suma total de los testigos conseguidos y las longitudes medias de los mismos.
- 4).-Situación del sondeo por coordenadas.

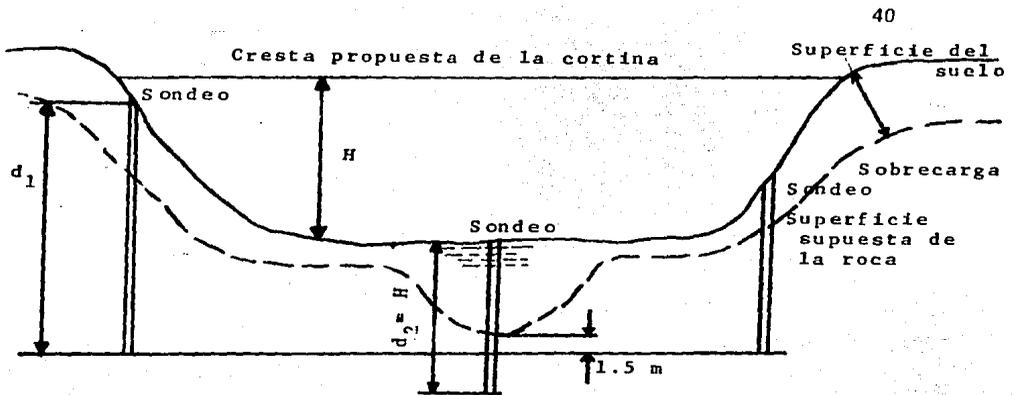


FIGURA 12. PROGRAMA DE PERFORACION DE RECONOCIMIENTO.

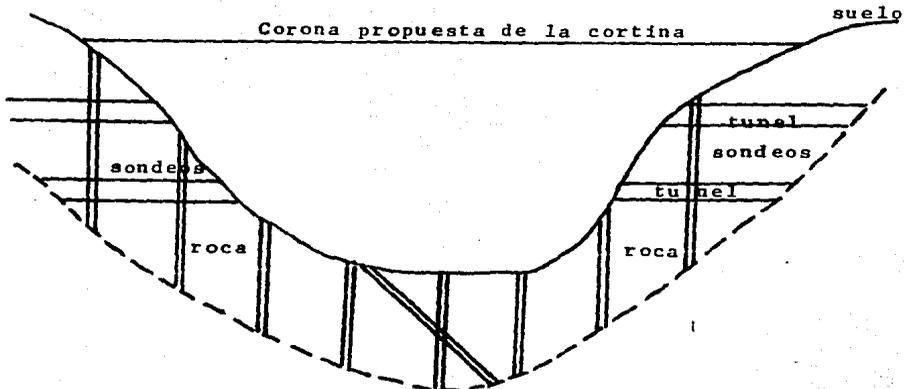


FIGURA 13. PROGRAMA DE EXPLORACION DEFINITIVA.

- 5).- Cota, ya sea del terreno en el sondeo o de la parte alta de la tubería.
- 6).- Del ángulo con la vertical y la declinación del sondeo.
- 7).- La velocidad de penetración
- 8).- Anormalidades ocurridas durante la perforación (ejem: - pérdidas de los testigos, pérdidas de agua, cambio de color en el agua, etc.).

De lo anterior podemos obtener un parámetro muy importante que nos da una idea de la calidad de la roca y es el ICR o RQD (índice de la calidad de la roca o Rock Quality Designation).

$$RQD = \frac{\text{de long. de testigos de perforación mayores de 10 cm. de long. X100}}{\text{longitud del avance del fondo}}$$

A continuación, se presenta una clasificación de las rocas de acuerdo a su RQD.

Descripción de calidad	RQD.
Muy mala	0 a 25
Mala	25 a 50
Regular	50 a 75
Buena	75 a 90
Excelente	90 a 100

- b).- Además de la obtención de muestras por medio de sondeos, es importante realizar pozos a cielo abierto como un recurso más dentro de lo que a exploración se refiere.

Este método consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para examinar los diferentes estratos del suelo, conocer la zona intemperizada y localizar si se puede la roca sana, dado que este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades.

Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación.

- c).- **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 M. de ancho y 2.0 a 2.50 M. de altura (ver fig. No. 13)

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

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

- 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 solo el primero de ellos se describirá en este 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. Esencialmente 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 si de 15 a 30 Mts. (ver fig. 14).

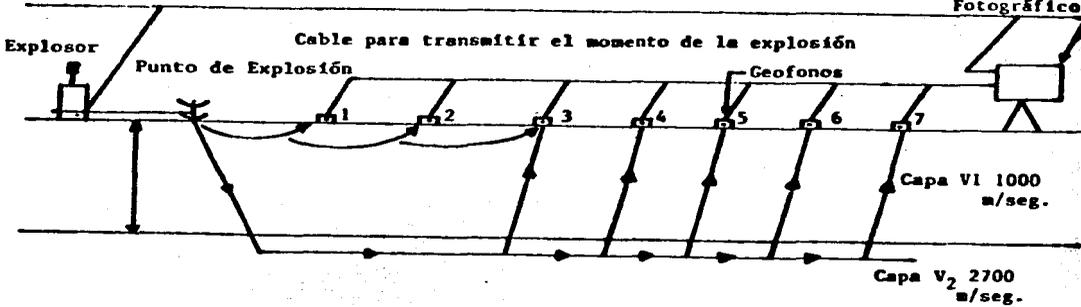


FIGURA 14

Ouya 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 figura 15).

Señal del momento de explosión

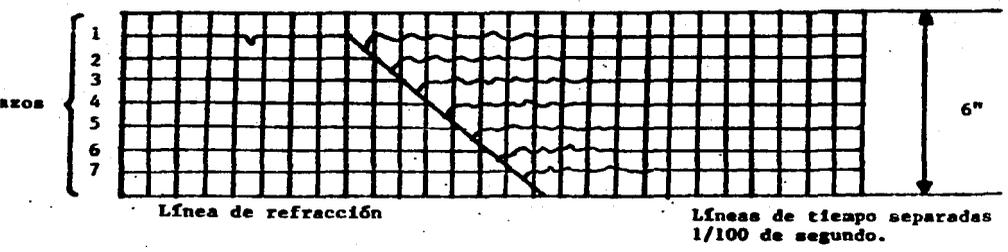


FIGURA 15

Con los tiempos de recorrido de las ondas sísmicas, registradas en el oscilógrafo y las distancias del punto de explosión a cada 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. 16)

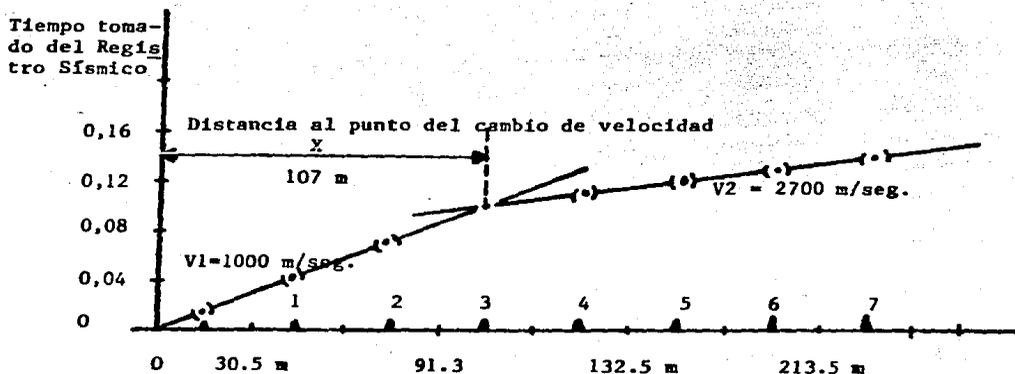


FIGURA 16

Al aplicar este método en la etapa de investigaciones preliminares, el principal objetivo es determinar el perfil geológico de la boquilla indicando la profundidad (espesor) del estrato que cubre la roca (ver fig. 14).

El espesor (d) del recubrimiento se puede calcular con la sig. e cuación.

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

donde:

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, este método se utiliza para definir contactos en la formación rocosa y módulos de elasticidad de los diferentes tipos de rocas.

- 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 determinarlos.

I.- PERMEABILIDAD.-El tipo de prueba de permeabilidad útil en cada caso particular depende de numerosos factores, tales como: tipo de material, localización del nivel freático y homogeneidad o heterogeneidad de los distintos estratos del suelo.

II. PRUEBA DE PERMEABILIDAD TIPO LUGBON.- Generalmente usada para determinar la permeabilidad de masas rocosas, pero aplicable asimismo a materiales granulares parcialmente cementados.

La prueba consiste en inyectar agua a presión en tramos de per-

foración, lo cual tiene por objeto tener una idea aproximada de la permeabilidad en grande, o sea la debida a las fisuras de la roca o del material granular cementado estudiado. Se - varía la longitud de los tramos probados, así como la presión a la que se inyecta el agua (ver fig. 17).

La llamada unidad Lugeon corresponde a una absorción de un litro de agua por minuto y por metro de sondeo, con una presión de inyección de 10 Kg/Cm.^2 . La longitud de los tramos de perforación en los que se realiza la prueba debe adaptarse a la naturaleza - del terreno, en numerosos casos resulta adecuado el empleo de -- tramos de prueba de longitud reducida (1 m. o aún menos), con - objeto de analizar detalladamente zonas de características excep - cionales.

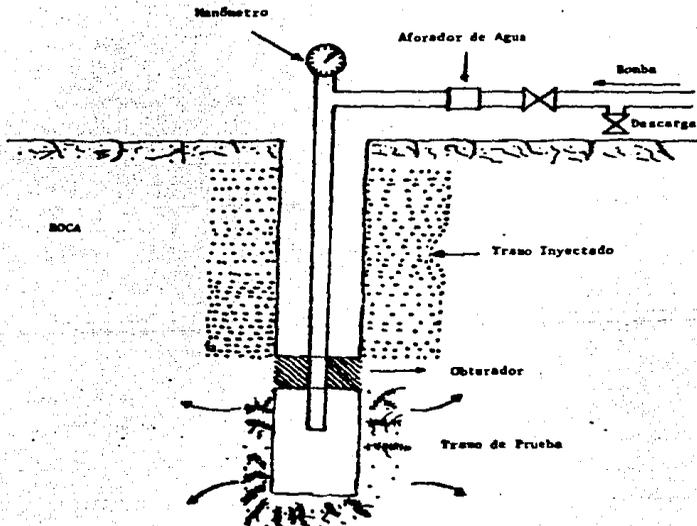


FIGURA 17 Montaje de principio para la realización de un ensayo Lugeon.

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 figura.18

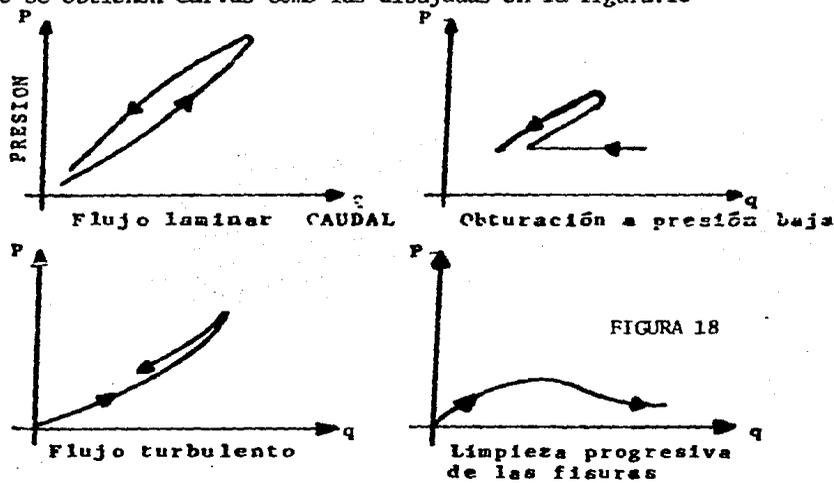


FIGURA 18

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 los fines prácticos se puede hacer la siguiente

te clasificación, de acuerdo con los datos obtenidos de las pruebas

Roca Impermeable: de 1 a 3 UL

Roca Semipermeable: de 4 a 6 UL

Roca Permeable: de 7 ó más UL

NOTA: UL = Unidad Luegon.

1.2 PRUEBA DE PERMEABILIDAD TIPO LEFRANC.- Esta prueba tiene por objeto medir con una buena aproximación el coeficiente de permeabilidad en algún punto de un terreno aluvial o de una roca muy fisurada.

La prueba consiste en inyectar o bombear un gasto de agua en una perforación de forma geométrica definida.

La medida del gasto y de la carga que lo origina permite calcular el coeficiente de permeabilidad K.

El equipo necesario para llevar a cabo una prueba Lefranc consta de los siguientes elementos:

Bomba, un sistema de medición de gasto, con cronómetro, tubería de longitud suficiente, la sonda eléctrica para medir el nivel de agua en la perforación. La forma más usual de efectuar la prueba es la siguiente:

Se realiza una perforación hasta la profundidad deseada, estabilizando las paredes mediante un ademe, el cual se rellena con grava limpia de muy alta permeabilidad (de 1.5 a 2.5 cm. de diámetro) sobre una longitud igual a la deseada para la prueba. Se mide la profundidad del nivel freático respecto a la parte superior del ademe, H_0 , repitiendo esta medición a distintos tiempos para asegurarse de que este nivel se ha estabilizado, se bombea agua hacia afuera determinándose el gasto una vez que queda establecido el nivel del agua en la perforación. De la fig. 19.

Y a partir de la Ley de Darcy:

$$V = Ki = K \frac{dh}{dr}$$

Y la ecuación de continuidad: $Q = VA$
tenemos que:

$$Q = 2\pi r b \frac{K dh}{dr} \quad \text{Siendo } A = 2\pi r b$$

Integrando $\therefore Q \frac{dr}{r} = 2\pi b k dh$

$$Q \ln \frac{r_2}{r_1} = 2\pi b k (H_2 - H_1)$$

PRUEBA LEFRANC
(Flujo constante)

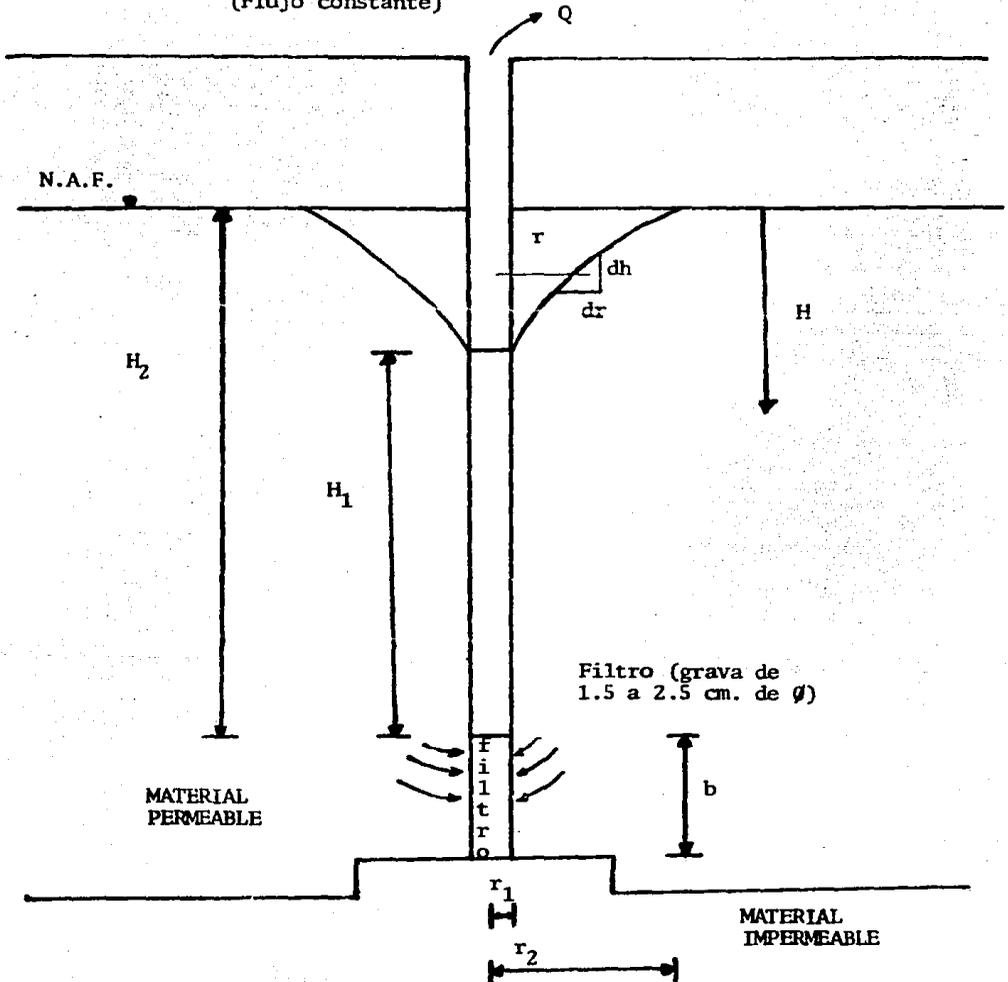


FIGURA 19.

Despejando K tenemos que:

$$K = \frac{Q L n \frac{r^2}{r_1}}{2rbH} \quad \text{Siendo } H = H_2 - H_1$$

Como

$$\frac{L n \frac{r^2}{r_1}}{2rb} = \text{cte.}$$

Tenemos

$$K = C \frac{Q}{H}$$

Ecuación que nos permite calcular el coeficiente de Permeabilidad.

en donde:

K en cm/seg.

C en m^{-1}

Q en $m^3/\text{seg.}$

H en m.

Si se bombea agua hacia adentro, el efecto es el mismo matemáticamente.

-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 (estos 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.

Los ensayos se realizan en bloques labrados IN SITU, que quedan unidos al macizo por una de sus caras.

El labrado del bloque deberá utilizarse con sumo cuidado para minimizar la alteración de la superficie, fracturas, tipo de roca, etc. así como de la superficie de falla.

Las dimensiones del espécimen deben ser tan grandes como sea posible, de manera que el área que será ensayada incluya un número de irregularidades suficientes para que sea representativa de las juntas existentes en los macizos.

Las dimensiones laterales del espécimen varían de 0.30 a 1.0 m. --- siendo limitadas por la capacidad de los gatos que es usualmente de 100 a 300 ton.

El desarrollo de la prueba consiste en:

-Aplicar sobre la cara superior de la muestra, una fuerza normal al plano potencial de falla. Esta presión es aplicada en incrementos, dando en cada uno de estos el tiempo necesario para estabilizar la deformación hasta llegar a la presión establecida y manteniéndola constante durante toda la prueba. Posteriormente se aplica el esfuerzo desviador o esfuerzo tangencial que induce a la falla del bloque. La carga lateral es aplicada con una velocidad constante.

Durante el ensaye se van midiendo los desplazamientos que va teniendo la muestra tanto en el sentido normal como en el plano de corte, hasta la falla del bloque.

Con los datos obtenidos de desplazamientos y cargas se calculan los esfuerzos cortantes y desplazamientos tangenciales, obteniéndose con estos, esfuerzos máximos y mínimos. Posteriormente, se obtiene el ángulo de fricción con la envolvente de Mohr.

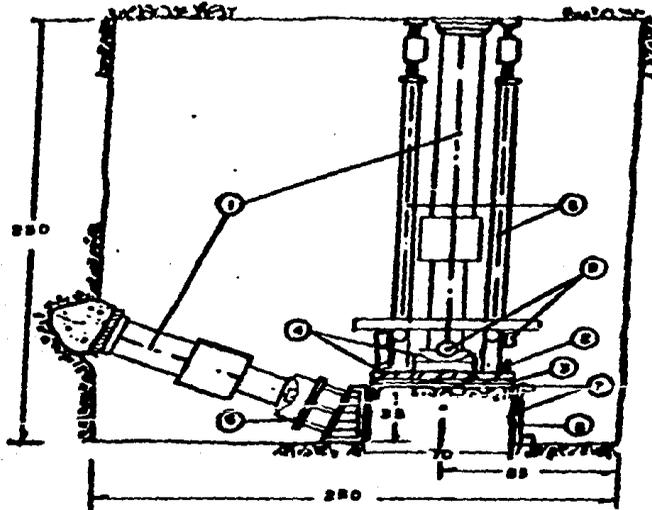
La aplicación de la carga lateral, con un cierto ángulo con respecto al plano de falla, es con el objeto de hacer coincidir en el centro del área de falla las 2 cargas aplicadas y evitar tensiones en el material del plano de falla.

Se toman muestras de roca en la vecindad del bloque probado, con fines de correlación de los resultados obtenidos en campo y en laboratorio.

El equipo que se utiliza es el siguiente:

Placas rígidas que sirven para transmitir presión a la roca, gatos hidráulicos de pistón con los que se aplica la carga, gatos planos redondos tipo Freyssinet utilizados como celdas de carga, bombas hidráulicas, un sistema de extensión de niples y coples de acero, manómetros para el control de la presión y micrómetro para medir los desplazamientos.

El montaje del equipo se muestra en la figura 20.



- | | |
|-----------------------|---|
| 1. Gatos de 100 ton. | 6. Viga de Apoyo |
| 2. Placas de asiento | 7. Asiento de Mortero |
| 3. Colchón metálico | 8. Templete para colocación de medidores. |
| 4. Puntas de medición | 9. Deformómetro de caratula. |
| 5. Marca de cortante | |

FIGURA 20. MONTAJE GENERAL PARA LA PRUEBA DE CORTE.

-ESTADO DE ESFUERZO INTERNO.- Con objeto de preveer problemas de estabilidad durante la excavación de las estructuras subterráneas (ejemplo: Túneles de desvío), se desarrolla un programa de medición de campo para conocer la magnitud y dirección de los esfuerzos preexistentes en las formaciones rocosas involucradas.

DESCRIPCION DE LOS METODOS DE MEDICION.

Para tal finalidad se realizan ensayos de relajación de esfuerzos, por medio de la roseta de deformaciones y gato plano. Estas mediciones se llevan a cabo en galerías de exploración geológica.

Las pruebas de roseta se efectúan para determinar la magnitud y direcciones principales de los esfuerzos internos de la roca. La magnitud se determinará indirectamente a partir de las deformaciones producidas por relajación de esfuerzos.

En las pruebas de gato plano se miden directamente los esfuerzos modificados por la excavación de las galerías de prueba, a partir de las cuales se determinan los esfuerzos naturales de la masa de roca.

1).- ROSETA DE DEFORMACIONES.

La prueba consiste en medir las deformaciones internas de la roca en 3 direcciones, a 60° en un prisma que queda aislado del macizo rocoso al barrenar una ranura de forma cilíndrica que produce deformaciones del prisma por liberación de esfuerzos, al romperse la continuidad del macizo rocoso.

En la barrenación de la ranura, se usan generalmente dos métodos diferentes uno es del tipo de costureo y el otro con una broca del diámetro del cilindro. Una vez conocidas las deformaciones unitarias en las 3 direcciones en un plano, se determina la dirección de --

las deformaciones principales, ya sea en forma analítica o mediante el círculo de Mohr para el estado plano de esfuerzos y deformaciones.

2)-METODO DE GATO PLANO:

Este método consiste en inducir artificialmente un cambio en el estado de esfuerzos modificado de la roca por efecto de la excavación de la galería de ensaye. Esto se logra rompiendo la continuidad del macizo rocoso, mediante la barrenación de una ranura que provoca deformaciones internas de la roca, midiéndose éstas deformaciones entre varios puntos y alineados en dirección perpendicular a la ranura. Posteriormente, se inserta un gato plano de sección cuadrada ahogado en mortero, al cual se aplica una presión hidráulica hasta que la presión aplicada a la roca produce deformaciones de una magnitud tal, que los puntos de referencia han alcanzado su posición inicial. A esta presión se le llama presión de cancelación y se interpreta como el valor del esfuerzo interno del macizo rocoso en dirección perpendicular al plano de la ranura.

-DEFORMABILIDAD.- Las pruebas de deformabilidad de la roca in situ son las que se efectúan con mayor frecuencia para el estudio del comportamiento de los macizos 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.

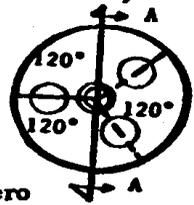
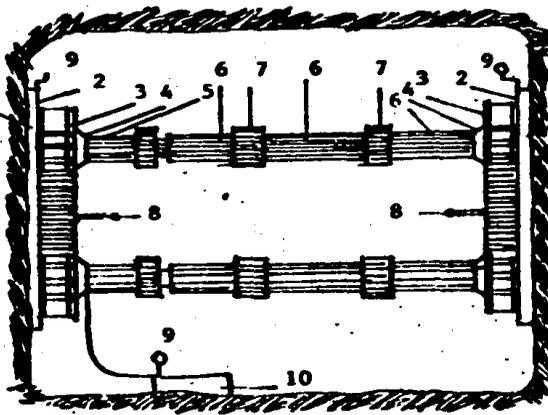
Existen dos tipos de pruebas para la determinación de módulos Elásticos: Estáticos y Dinámicos

Las pruebas estáticas se pueden realizar, ya sea en paredes de las galerías mediante aplicación de cargas con gatos hidráulicos y placas de distribución o en cámaras de sección circular

revestidas de concreto y sujetas a presión hidrostática. De estas dos, la que más se utiliza es la primera. Existen muchas variantes de la prueba estática en la que se emplean gatos hidráulicos y placas de distribución, siendo la principal la relacionada con la placa de distribución, y los sistemas de medición y control -- de presiones y desplazamiento. 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 o flexible; en cualquier caso el cálculo de los módulos de elasticidad se efectúa asumiendo que el macizo rocoso es un sólido infinito, elástico, homogéneo e isótropo.

Los desplazamientos de las paredes normalmente se miden en el centro de la 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 figura 21.)



1. Relleno de Mortero
2. Gato plano
3. Rodaja de Acero
4. Zapata de Acero
5. Gato Hco.de Piston(200 ton.)
5. Niple de Acero
7. Cople de Acero
8. Extensómetro de carátula(0.01 m.)
9. Manómetro
10. Bomba Hidráulica

Sección A - A

FIGURA 21 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 a 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 figura 22.

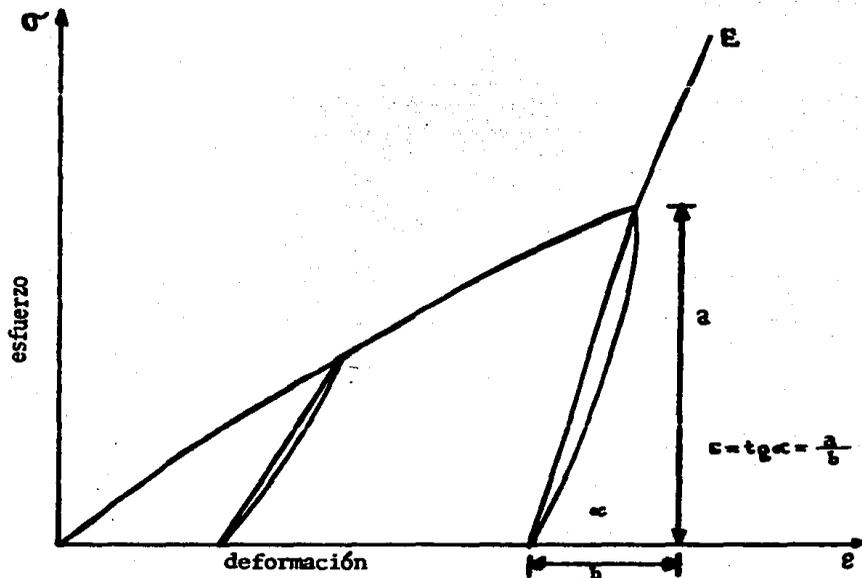


FIGURA 22 Curvas esfuerzo - deformación de la roca en pruebas de campo.

A partir de estas curvas se puede obtener el Módulo Elástico (E) con las siguientes ecuaciones:

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

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

donde:

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

Pruebas Dinámicas.-El procedimiento para realizar estas pruebas fué descrito anteriormente (punto método geofísico)

La podemos resumir como sigue:

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 densidad de la roca, pueden calcularse los módulos de POISSON Dinámico (μ) y de elasticidad dinámico (E_d), con las siguientes ecuaciones:

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

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

V_p = velocidad de las ondas longitudinales en m/seg.

V_s = velocidad de las ondas transversales en m/seg.

$$\frac{\gamma}{g} = \frac{\text{Peso específico de la roca}}{\text{Aceleración de la gravedad}} \quad \begin{array}{l} : \text{ en Kg/m}^3 \\ : \text{ en m/seg.}^2 \end{array}$$

ρ = densidad de la roca.

NOTA: Cuando se utiliza como fuente de energía ondulatoria una carga explosiva, se precisan geófonos especiales que respondan solo a las ondas transversales, ya que los geófonos ordinarios registran únicamente las ondas sísmicas longitudinales. Este procedimiento presenta grandes ventajas en exploraciones preliminares y exploraciones de gran extensión, como se indica en la fig. 23

Sin embargo para obtener valores confiables en áreas relativamente reducidas, es absolutamente necesario recurrir a las pruebas estáticas.

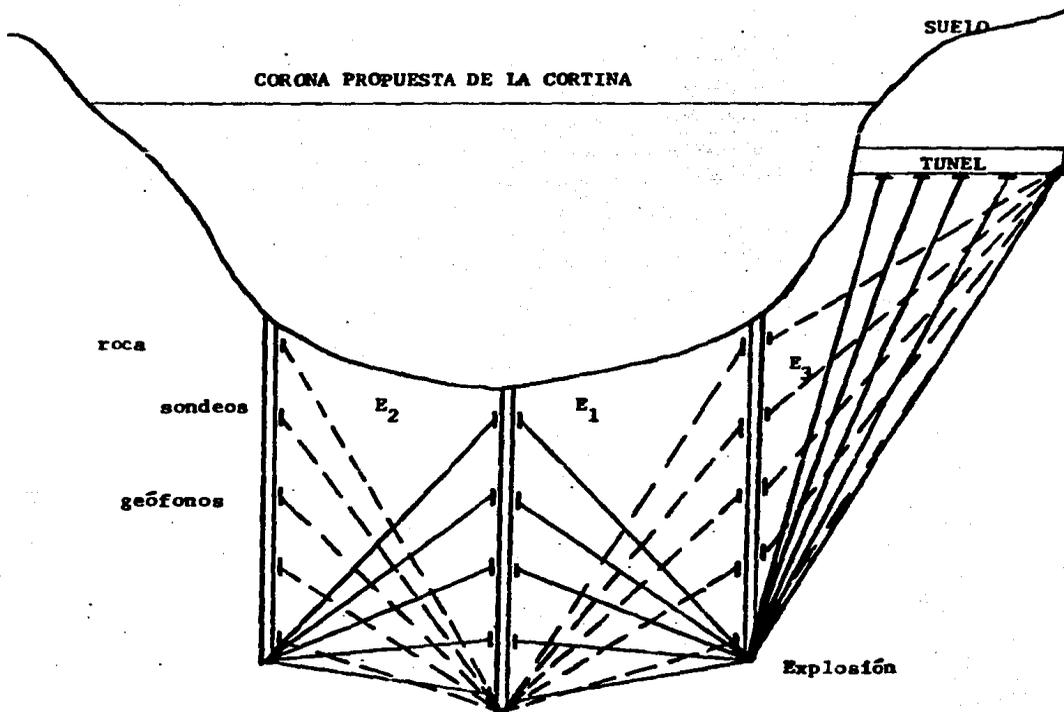


FIGURA 23 . Metodo geosísmico para determinar módulos de elasticidad en las rocas.

DETERMINACION DE LA ALTURA ESTRUCTURAL

Una cortina tipo gravedad es aquella cuya estabilidad frente a las fuerzas externas actuantes sobre ella, se debe fundamentalmente a su propio peso.

La altura de una cortina de concreto se define como la diferencia en la elevación entre la corona de la cortina y el punto inferior en la superficie de desplante, sin incluir dentellones o trincheras.

La corona de la cortina será el piso del camino o andador que exista en la parte superior de la misma.

Altura Estructural Máxima ($H_{m\acute{a}x.}$)

Considerando la figura 24, se tiene que:

$$N = W_c - S$$

Siendo N la componente normal de la resultante R

$$W_c = \frac{HT}{2} \quad c$$

$$S = \frac{HT}{2} \quad W_c$$

Sustituyendo los valores de W_c y S , tenemos

$$N = \frac{HT}{2} \gamma_c - \frac{HT}{2} \gamma_{w c}$$

$$\text{Ahora como } f_{m\acute{a}x} = G \cos^2 \theta$$

$$\text{Y el valor de } G \text{ es } \frac{2N}{T}$$

$$\text{Podemos escribir } f_{m\acute{a}x.} = \frac{2N}{T} \cos^2 \theta$$

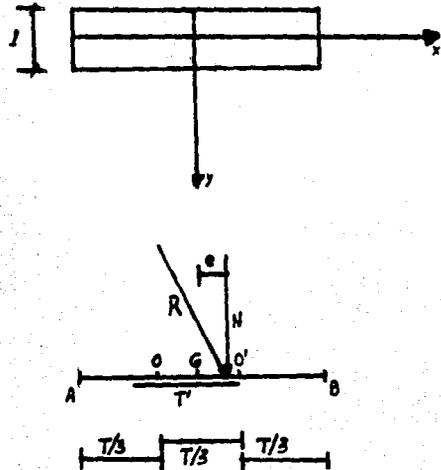
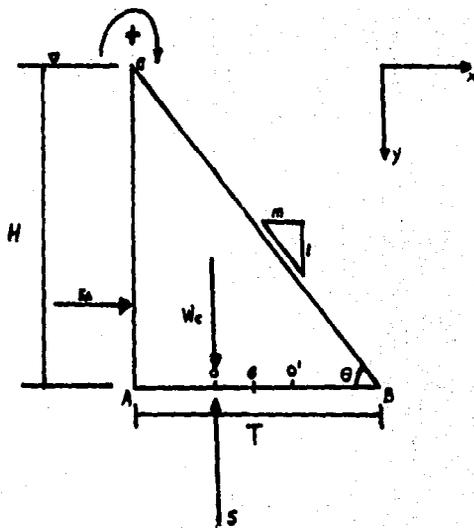


FIGURA 24.

De trigonometría sabemos que

62

$$\operatorname{cosec}^2 \Theta = 1 + \cot^2 \Theta$$

Si $\cot \Theta = \frac{T}{H}$ definida de la fig. 24

Que al sustituirlo en $f_{\text{máx}}$. tenemos:

$$f_{\text{máx}} = \frac{2N}{T} \left(1 + \left(\frac{T}{H} \right)^2 \right)$$

Si sustituimos el valor de N tenemos:

$$f_{\text{máx}} = \frac{2}{T} \left[\frac{\gamma_c H T}{2} - \frac{c H T}{2} \gamma_w \right] \left[1 + \frac{T^2}{H^2} \right]$$

Simplificando términos:

$$f_{\text{máx}} = \left[\gamma_c H - c H \gamma_w \right] \left[1 + \frac{T^2}{H^2} \right]$$

$$f_{\text{máx}} = H (\gamma_c - c \gamma_w) (1 + m^2)$$

$$\text{Siendo } m = \frac{T}{H} = \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_c - c \gamma_w}}$$

Por tanto

$$f_{\text{máx}} = H (\gamma_c - c \gamma_w) \left(1 + \frac{\gamma_w}{\gamma_c - c \gamma_w} \right)$$

$$f_{\text{máx}} = H (\gamma_c - c \gamma_w + \gamma_w)$$

Despejando H se tiene:

$$H = \frac{f_{\text{máx}}}{\gamma_c - c \gamma_w + \gamma_w}$$

Expresión que nos da la Hmáx.

63

Si $f_{máx.} \leq 100 \text{ kg/cm}^2$.

Según el Bureau of reclamation, bajo ninguna circunstancia el esfuerzo de compresión posible nunca podrá exceder de

$$100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Si $C = 0$ (no existe subpresión), sustituyendo en la ecuación anterior los valores, tenemos:

$$H_{máx.} = \frac{10^6}{2400 + 1000} = 294 \text{ m.}$$

Si $C = \frac{1}{2}$ (Según el cuerpo de Ingenieros):

$$H_{máx.} = \frac{10^6}{2400 - 500 + 1000} = 345 \text{ m.}$$

Si $C = 1$ (Actúa la subpresión total):

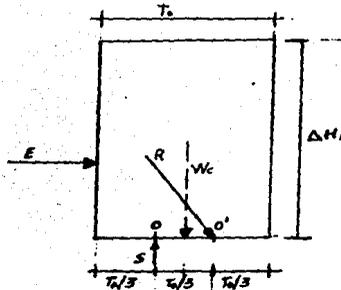
$$H_{máx.} = \frac{10^6}{2400 - 1000 + 1000} = 416 \text{ m.}$$

Sección transversal

Para los fines prácticos, la sección que se ha manejado es la triangular, sin embargo, la sección real de una cortina es la que se muestra en la figura. 25

Siendo T_0 el ancho de la corona, proponiéndose $T_0 = \sqrt{H}$

Determinación de ΔH_1 , considerando la Presa llena



Haciendo $\sum M_{o'} = 0$ (+)

$$E \frac{\Delta H_1}{3} - W_c \frac{T_o}{6} + \frac{S T_o}{3} = 0$$

Pero

$$E = \gamma_w \frac{\Delta H_1}{2}$$

$$W_c = \Delta H_1 \gamma_c T_o$$

$$s = \frac{c \gamma_w \Delta H_1 T_o}{2} \text{ donde } C = 1$$

Sustituyendo estos valores en $\sum M_{o'} = 0$:

$$\gamma_w \frac{\Delta H_1^2}{2} \frac{(\Delta H_1)}{3} - \Delta H_1 \gamma_c T_o \left(\frac{T_o}{6}\right) + \frac{1}{2}$$

$$c \gamma_w \Delta H_1 T_o \left(\frac{T_o}{3}\right) = 0$$

$$\frac{\gamma_w \Delta H_1^3}{6} - \frac{\gamma_c \Delta H_1}{6} T_o^2 + \frac{1}{6} c \gamma_w \Delta H_1 T_o^2 = 0$$

Multiplicamos por $\frac{6}{\Delta H_1}$, tenemos

$$\gamma_w \Delta H_1^2 - \gamma_c T_0^2 + \gamma_w T_0^2 = 0$$

Despejando ΔH_1 y simplificando:

$$\Delta H_1^2 = \frac{\gamma_c T_0^2 - \gamma_w T_0^2}{\gamma_w} = T_0^2 \left(\frac{\gamma_c - \gamma_w}{\gamma_w} \right)$$

$$\Delta H_1^2 = T_0^2 \left(\frac{\gamma_c - \gamma_w}{\gamma_w} \right)$$

$$\Delta H_1 = T_0 \sqrt{\frac{\gamma_c - \gamma_w}{\gamma_w}}$$

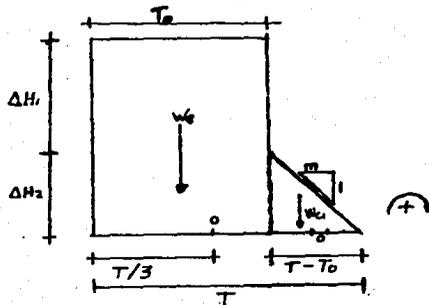
$$\Delta H_1 = T_0 \sqrt{\frac{\gamma_c}{\gamma_w} - 1}$$

si $\gamma_w = 1 \frac{\text{Ton}}{\text{M}^3}$; $\gamma_c = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$

$$\Delta H_1 = 1.20 T_0.$$

Se propone $\Delta H_1 = 1.5 T_0.$

Determinación de ΔH_2



$$m = \frac{T - T_0}{\Delta H_2}$$

Despejando T:

$$T = m \Delta H_2 + T_0$$

$$\text{Si } T_0 = \frac{2}{3} \Delta H_1 \quad \text{-----} \quad 1$$

$$\text{Dado que } \Delta H_1 = \frac{3}{2} T_0$$

$$\text{Por tanto } T = m \Delta H_2 + \frac{3}{2} \Delta H_1$$

$$\text{Suponiendo } m = \frac{2}{3}$$

$$T = \frac{2}{3} \Delta H_2 + \frac{2}{3} \Delta H_1 \quad \text{-----} \quad 2$$

Haciendo $\Sigma Mo' = 0$

$$- Wc \left(\frac{T}{3} - \frac{T_0}{2} \right) + Wc_1 \left(\frac{T - T_0}{3} \right) + (T_0 - \frac{T}{3}) = 0$$

Simplificando términos tenemos que:

$$- Wc \left(\frac{T}{3} - \frac{T_0}{2} \right) + Wc_1 \left(\frac{2}{3} T_0 \right) = 0$$

Como

$$Wc = T_0 (\Delta H_1 + \Delta H_2) \quad \gamma'c$$

$$Wc_1 = \frac{1}{2} (T - T_0) \Delta H_2 \quad \gamma'c$$

Sustituyendo términos tenemos que:

$$\gamma_c T_o (\Delta H_1 + \Delta H_2) \left(\frac{T_o}{2} - \frac{T}{3} \right) + \frac{1}{2} (T - T_o) \Delta H_2 \left(\frac{2}{3} T_o \right) \gamma_c = 0$$

Simplificando

$$\frac{\Delta H_1 T_o}{2} - \frac{\Delta H_1 T}{3} + \frac{\Delta H_2 T_o}{2} - \frac{\Delta H_2 T}{3} + \frac{\Delta H_2 T}{3} - \frac{\Delta H_2 T_o}{3} = 0$$

$$\frac{\Delta H_1 T_o}{2} - \frac{\Delta H_1 T}{3} + \frac{1}{6} \Delta H_2 T_o = 0$$

Sustituyendo los valores correspondientes de T y T_o tenemos:

$$\frac{2}{6} \Delta H_1^2 - \frac{2}{9} \Delta H_1 \Delta H_2 - \frac{2}{9} \Delta H_1^2 + \frac{2}{18} \Delta H_1 \Delta H_2 = 0$$

Simplificando

$$\frac{2}{18} \Delta H_1^2 - \frac{2}{18} \Delta H_1 \Delta H_2 = 0$$

$$\Delta H_1^2 - \Delta H_1 \Delta H_2 = 0$$

La solución de esta ecuación es:

68

$$\Delta H_1 (\Delta H_1 - \Delta H_2) = 0$$

$$\Delta H_1 = 0$$

$$\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$$

Por tanto

$$\Delta H_1 = \Delta H_2$$

Por lo que podemos escribir:

$$\Delta H_2 = 1.5 T_0.$$

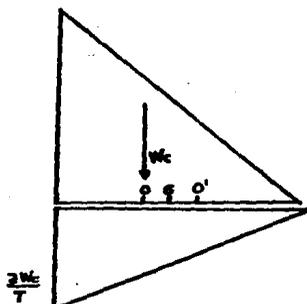
Ancho de corona

El ancho de corona propuesto es $T_0 = \sqrt{H}$

Siendo H la altura estructural de la cortina.

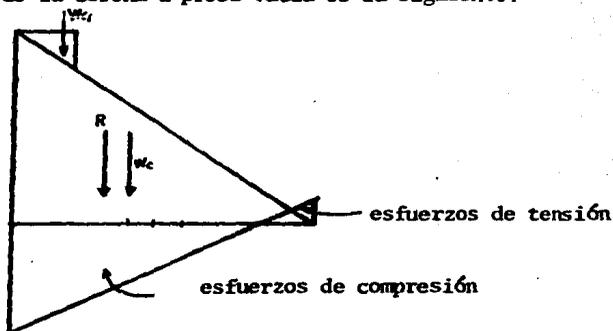
Cabe mencionar que el ancho de corona queda a criterio del proyectista.

La distribución de esfuerzos a presa vacía sin corona es la sig.



esfuerzos de compresión
 $T =$ ancho de la base

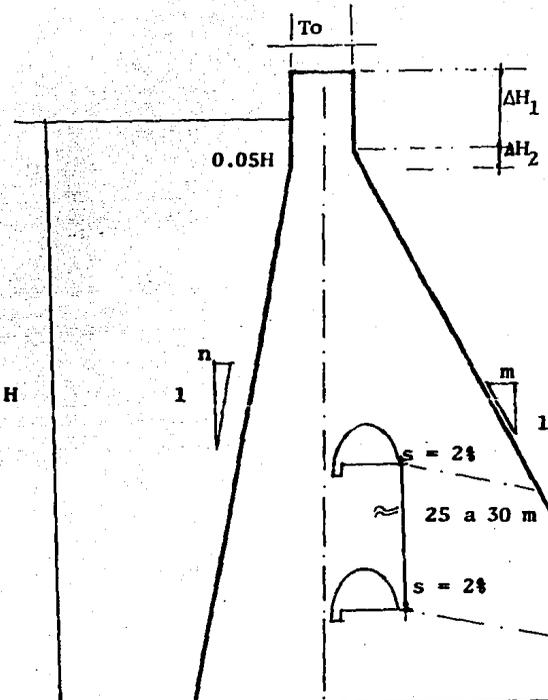
La distribución de esfuerzos en la base de la cortina con la presencia de la corona a presa vacía es la siguiente:



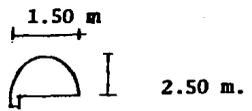
De la figura anterior podemos observar que se generan tensiones, por lo que una proposición para evitar esas tensiones es la de ampliar la base hacia aguas arriba.

El talud n que se propone aguas arriba del paramento varía de 0.05 a 0.1,

De lo anterior, la sección real de una cortina es la que se muestra en la fig. 25



Drenes de 20 cm. de diam.
de concreto poroso



Galería de inspección
y drenaje.

- s = pendiente
- m = 0.55 a 0.85
- n = 0.05 a 0.1

Pantalla
Impermeable

≈ 0.7 H

drenes

TAPETE DE CONSOLIDACION

FIGURA 25

Altura Hidráulica de Cortina de Concreto:

La altura hidráulica o altura hasta la cual se eleva el agua debido a la presencia de la cortina es la diferencia en elevación entre el punto más bajo en el lecho original del río, en el plano vertical del eje de la estructura y el nivel de control más alto en el vaso. Para presas de almacenamiento sin capacidad de control el nivel de control más alto se considerará como el nivel más alto en el vaso que se pueda alcanzar sin descargas por la obra de excedencias. En presas de almacenamiento con capacidad de control el nivel de control más alto será el correspondiente a dicha capacidad de control. El nivel de control más alto no incluirá ninguna carga por superalmacenamiento.

La altura hidráulica de una cortina estará formada por la suma de las alturas correspondientes a las capacidades de azolves, más la de aprovechamiento, o sea.

$H_h = h_1 + h_2$; y la altura total de una cortina será:

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

h_1 = altura correspondiente a la capacidad para azolves, o capacidad muerta en su caso.

h_2 = altura correspondiente a la capacidad para aprovechamiento

h_3 = altura correspondiente al superalmacenamiento.

h_4 = altura correspondiente al bordo libre
(Ver fig. 26)

De la figura podemos definir:

NAMEx = Nivel de aguas Máximo Extraordinario

NAMOrd = Nivel de Aguas Máximo Ordinario

NAMIN = Nivel de Aguas Mínimas.

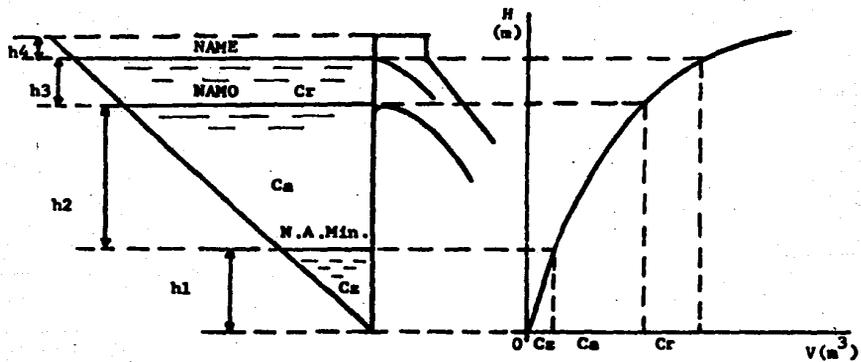


FIGURA 26. Curva Elevaciones - Capacidades.

Capacidad de azolve.- es la capacidad necesaria para retener los azolves que lleguen al vaso de la presa y sedimenten durante la vida útil de la misma.

$Cz = Vx\alpha$ Siendo

V = Volúmen total del agua que entra al vaso, durante la "Vida Útil" de la presa en millones de M^3

α = relación volumétrica media, entre cantidad de azolves y de agua escurrida que se obtiene por muestreos en el río en estudio.

Hasta épocas relativamente recientes se consideraba la "Vida Útil" de una presa a un lapso entre 50 y 100 años.

Sin embargo, es conveniente aclarar que "Vida Útil" es un concepto económico en relación con depreciaciones y costos de las estructuras y que en el caso de azolvamiento de presas es conveniente referirse a la "Vida Física" de las mismas la cual debe ser la mayor posible con el fin de no provocar conflictos de aprovechamiento -- del agua a las generaciones futuras.

Para tal efecto, se puede preveer la construcción de descargas profundas en las presas, las que se deben operar con frecuencia para no permitir la consolidación de los azolves.

- CAPACIDAD MUERTA.- Es la capacidad que se encuentra por abajo del NAMIN.
el NAMIN es una elevación tal que permite hacer los desfogues adecuadamente.
- CAPACIDAD ÚTIL O VOLUMEN DE APROVECHAMIENTO.- Es el volúmen destinado a regularizar los escurrimientos aprovechables de una corriente. Esta limitado por el NAMIN y el NAMO.

Esta capacidad útil se determina mediante el análisis de funcionamiento del vaso.

Este análisis de funcionamiento del vaso, consiste en la simulación de las entradas, salidas y almacenamientos del vaso en un cierto período de tiempo.

El modelo de simulación se basa en la ecuación de continuidad que - expresada en volumen: Volumen de entradas = Volumen de salidas + Δ Almacenamiento.

ENTRADAS:

I = Volúmenes escurridos por ríos u otras aportaciones

SALIDAS:

D = Volúmenes demandados

E = Volúmenes evaporados en el vaso

F = Volúmenes infiltrados en el vaso y boquilla. Por lo general, se desprecian.

Vi = Volumen de almacenamiento al inicio del Δt

Vf = Volumen de almacenamiento al final del Δt

S = Volúmenes derramados por el vertedor.

La ecuación se puede escribir:

$$I = D + E + S + (Vf - Vi)$$

donde: $E = e \frac{(Ai + Af)}{2}$

e = lámina de evaporación neta (mm.)

e = K Ep - p

K = constante del evaporímetro (0.7 a 0.8)

Ep = evaporación medida (mm.)

p = precipitación (mm.)

Ai = área del embalse al inicio del Δt

Af = área del embalse al final del Δt

Considerando la ecuación queda: $I + V_i - D - \frac{eA_i}{2} = V_f + \frac{eA_f}{2} + S$

$M_1 \qquad \qquad \qquad M_2$

Que es la ecuación de funcionamiento de vaso, donde los términos del primer miembro son conocidos y los del segundo desconocidos al inicio del Δt .

Esta ecuación se resuelve por tanteos, suponiendo un V_f , hasta que se cumpla la igualdad. Por lo tanto, el proceso es iterativo.

Información necesaria:

- a).- Curva elevación - áreas - capacidades del vaso, se obtiene a partir de un plano topográfico por cubicación. Sirve para conocer el área del embalse A, en función - del almacenamiento V. o de la elevación del embalse.
- b).- Entradas mensuales al vaso I, son los volúmenes en forma mensual, que entran al vaso por ríos y otras aportaciones.
- c).- Demandas D, son los volúmenes mensuales que tiene que satisfacer la presa para los fines a que se destinó.
(Ver tema 2).

-CAPACIDAD DE CONTROL O SUPER ALMACENAMIENTO.-Es el volumen que se destina a la regularización de los escurrimientos producidos por avenidas. La capacidad de control se determina con el análisis de tránsito de avenidas.

-TRANSITO DE AVENIDAS POR VASOS REGULADORES.

El tránsito de avenidas en vasos es el procedimiento analítico para determinar la forma del hidrograma de salida del vaso de almacenamiento de una presa, cuando se presenta una avenida o se conoce el hidrograma de entrada.

El tránsito de una avenida a través de un vaso de almacenamiento se realiza con los siguientes propósitos.

- a).- Conocer la evolución de los niveles a partir de uno inicial para confirmar si la regla de operación seleccionada (Política de salidas por la Obra de Excedencias y la Obra de Toma) es adecuada, de manera que al presentarse la avenida no se pongan en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas aguas abajo.
- b).- Dimensionar la obra de excedencias durante la etapa de estudios y proyecto.
- c).- Fijar altura de cortina y dimensionar las obras de desvío y altura de ataguías.

El Hidrograma OAB de la figura 27 representa la avenida escogida para el diseño de la obra de excedencias en una presa.

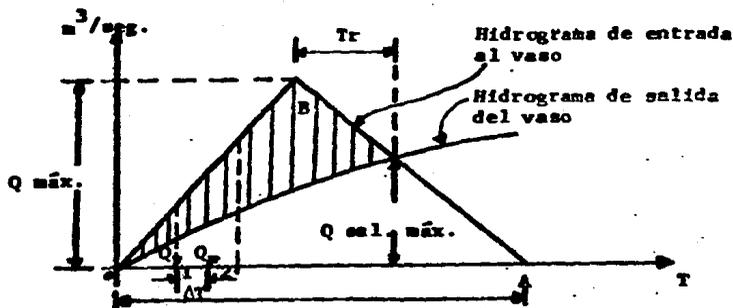


FIGURA 27. Hidrograma de una avenida.

Se supone que en el momento de iniciarse la avenida el vaso está lleno, o sea que el nivel del agua se encuentra en N.A.M.D.

En el caso de Vasos Reguladores se puede considerar como válida la ecuación de continuidad.

$$QE \Delta T = QS \Delta T + \Delta V$$

en donde

QE = gasto de entrada al vaso en un instante determinado.

QS = gasto de salida del vaso en un instante determinado.

ΔT = cierto espacio de tiempo que frecuentemente se toma en 6 o 12 horas.

ΔV = variación de volúmen almacenado en el embalse, a partir de la cresta del vertedor.

Si se considera como QE, el gasto de entrada al principio -- del instante ΔT y QE2 el gasto de entrada al final del mismo instante y asimismo QSI y QS2 los gastos de salida al principio y al final del tiempo considerado se puede poner:

$$\frac{QE1 + QE2}{2} \Delta T = \frac{QSI + QS2}{2} \Delta T + V2 - V1 \quad (\text{VIII})$$

Siendo V_2 y V_1 los volúmenes almacenados al final y al principio T . Si se agrupan en un solo miembro los valores conocidos correspondientes al principio del tiempo T se tiene.

$$\frac{QE_1 + QE_2}{2} \Delta T - \frac{QS_1}{2} \times \Delta T + V_1 = \frac{QS_2}{2} \Delta T + V_2 \quad (IX)$$

K

En esta expresión se saben todos los valores del miembro de la izquierda y el problema se reduce a encontrar, por tanteos, los valores simultáneos de QS_2 y V_2 que resuelven la ecuación.

Un método semigráfico que puede ser muy útil para resolver rápidamente el problema anterior es el propuesto por Puls, para lo cual se hace uso de algunas gráficas auxiliares.

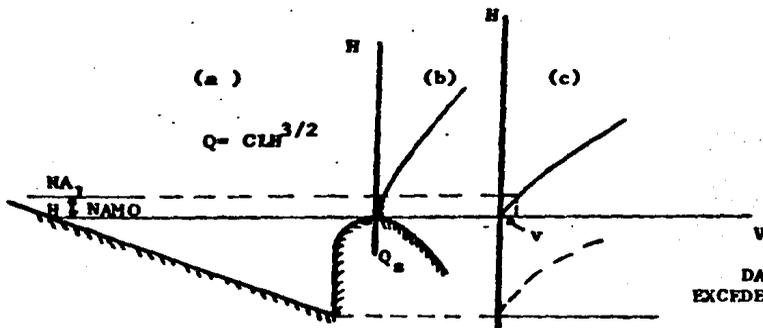
Para mayor sencillez se supondrá un vertedor de excedencias de cresta fija. En la figura 28b aparece la curva de gastos del vertedor a partir de la cresta del mismo, construida con la fórmula de los vertedores:

$Q = CLH^{3/2}$, en donde se considera que se saben los valores C y L , coeficiente de gastos y longitud de la cresta respectivamente, de manera que la expresión queda:

$$Q = K_1 H^{3/2} \quad \text{con} \quad K_1 = CL$$

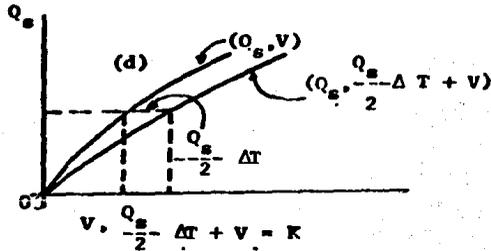
Q = gasto en m^3/seg .

H = carga efectiva en el vertedor, en m.



DATOS DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS Y CAPACIDAD DEL VASO FIGURA 28 (a, b, c yd)

En la figura 28 c se muestra la curva de elevación-capacidades del vaso, a partir de la cresta del vertedor, ya que los volúmenes abajo de dicha elevación son constantes y no influyen en los cálculos. Para una carga determinada en el embalse se obtienen los valores -simultáneos Q_S y V , con los que se forma la primera curva (d) y si a cada valor de V , correspondiente a un Q_S , se le añade $\frac{Q_S \Delta t}{2}$ se obtiene la segunda curva. (d)



Se debe observar que al iniciarse la avenida en la ecuación VIII

$$Q_{E1} = 0$$

$$V_1 = 0$$

por lo que: $\frac{Q_{E1} + Q_{E2}}{2} \Delta T = \frac{Q_S}{2} \Delta T + V_2.$

K

Si en la gráfica (d) se entra con el valor de K, se obtienen los de Q_{S2} y V_2 que satisfacen la igualdad.

Asimismo, se debe tener en cuenta que los valores de Q_{S2} y V_2 al final de un instante son los mismos que Q_{S1} y V_1 para el instante siguiente, de manera que substituidos en el primer miembro de la expresión (IX) se puede continuar hasta terminar el tránsito.

En la figura 27 se ilustra lo anterior y se muestra que la curva de gastos de salida llega a un valor máximo de Q_s máx. que será la capacidad de proyecto de la obra de excedencia.

Asimismo, se puede observar que el área sombreada corresponde al volúmen retenido temporalmente en el vaso, volúmen que considerado arriba del NAMO, hace elevar el agua hasta el NAME.

A dicho NAME en el embalse corresponderá cierta superficie inundada y cierta altura de cortina; y con el Q_s máx. de descarga se presentaron ciertas condiciones de flujo aguas abajo.

El Ingeniero Proyectista deberá juzgar si tales condiciones son satisfactorias, o si hay necesidad de volver a transitar la avenida con objeto de obtener otro NAME y otro Q_s máx.

BORDO LIBRE.- Es la distancia vertical que existe entre el NAME y la corona de cortina. Se prevee esta distancia para que el oleaje del vaso no invada la corona y a la larga ponga en peligro la estabilidad de la cortina.

Existen diferentes criterios para calcular el bordo libre:

Es función de:

- Marea de Viento
- Oleaje de viento
- Pendiente y características del paramento mojado.
- Factor de seguridad.

La Marea de Viento es la sobre elevación del agua arriba del nivel de aguas tranquilas, debida al arrastre provocado por el viento en el sentido del mismo.

La determinación de la marea del viento en metros se puede determinar con la ecuación.

$$S = \frac{V^2 F}{62816 D}$$

donde:

F = fetch efectivo en Km.

V = velocidad del viento en Km/hr. (a 7.5 m. de altura sobre el nivel del agua)

D = Profundidad media del vaso en m.

(Ver figura 29)

El efecto del oleaje de viento es una función de la altura de la ola H_o .

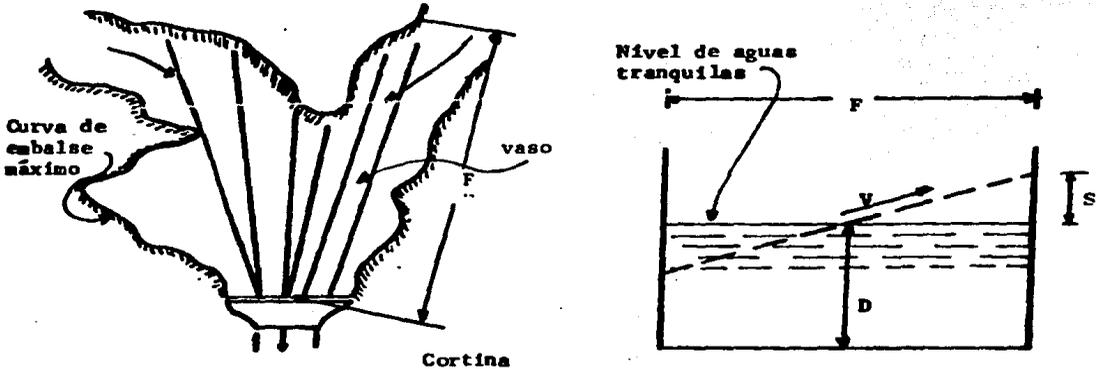
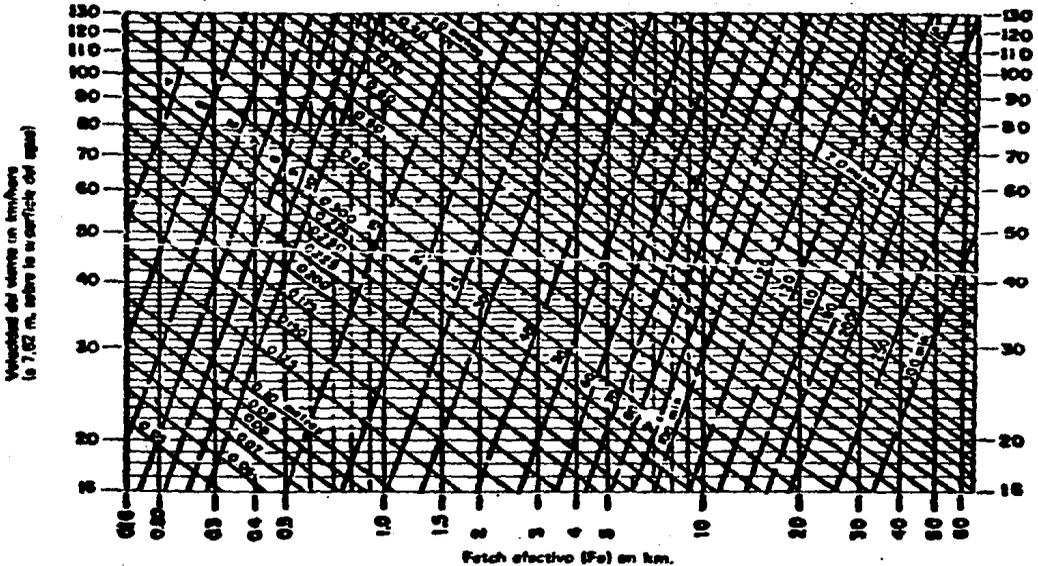


FIGURA 29.

En la figura 30 aparece el diagrama propuesto por Seville para de terminar la altura de la ola significativa h_s que, para efectos de cálculo, se puede suponer como igual a H_0 . En la figura aparece la relación propuesta por Seville entre el Fetch en Km., la ve locidad del viento en Km/hr. y el período "T" de la ola en seg.



Nota. Las líneas completas representan las alturas de la ola significativa en metros. Las líneas hachuradas representan la duración mínima del viento en minutos requerida para generar la altura de ola indicada para las correspondientes velocidades de viento y fetch.

Figura 30: Diagrama para determinar la altura de la ola significativa (h_s) y la duración mínima del viento (t_d)

FUENTE: OBRAS HIDRAULICAS. ING. FRANCISCO TORRES HERRERA.

Con el valor de "T" obtenido en la figura 31, se puede encontrar la longitud aproximada de la ola L_o , medida de cresta a cresta.

$$L_o = 1.57 T^2$$

T está dado en segundos

L en metros.

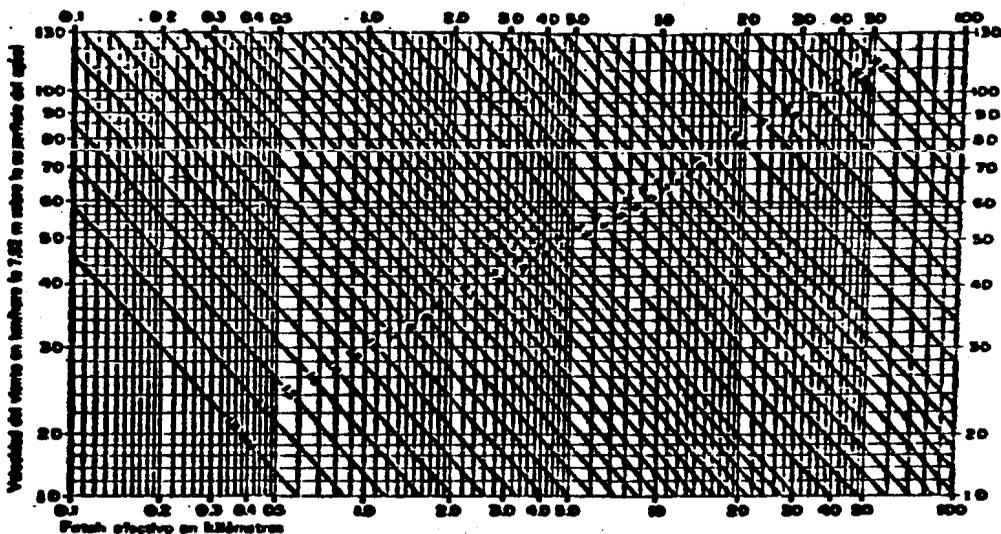


Figura 31 Diagrama para determinar el período máximo de la ola en función de la velocidad del viento y del fetch.

FUENTE: OBRAS HIDRAULICAS. ING. FRANCISCO TORRES HERRERA.

En la figura 32 se pueden obtener los valores relativos de remonta-
je de la ola R/H_b en función de sus características H_b/L_0 , la pen-
diente del paramento mojado y el acabado de dicho paramento.

donde:

R = remonta je de la ola en m.

El factor de seguridad es una cantidad en metros que debe estimar
el proyectista y que puede variar entre 0.5 m. y 1 m.

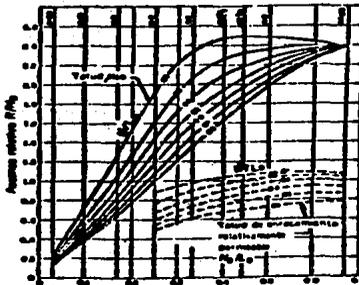


FIGURA 32. PENDIENTE DEL TALUD AGUAS ARRIBA.

CARGAS EN UNA CORTINA TIPO GRAVEDAD.- Los factores que atentan contra la estabilidad de una cortina tipo gravedad son:

a).- VUELCO.- bajo la acción de las fuerzas es ternas, las cortinas tipo gravedad tien- den a girar alrededor de su pie. (ver fig. 33)

Evidentemente, antes de que la cortina lle gara a voltearse como cuerpo rígido, tend- rían que haber fallado sus materiales por tensión (en el talón) o por aplastamiento (en el pie)

b).- DESLIZAMIENTO.- La fuerza horizontal H , -- tiende a desplazar en dirección horizontal a la cortina, las fuerzas resistentes son - las producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto y la cimentación, obviamente, antes de que la cortina deslizará como cuerpo rígido, habrían falla do sus materiales (o la liga con la concentración o esta última) por esfuerzo cortante.

c).- ESFUERZOS EXCESIVOS.- Como se ha visto, la falla de la estabilidad de la estructura i- rá asociada siempre a la ruptura de sus materiales por esfuerzos excesivos, por lo -- que es necesario mantenerlos dentro de los límites aceptables.

En general, sin embargo, al menos en lo que respecta a la compresión es relativamente fácil cumplir con esta condición, pues los esfuerzos

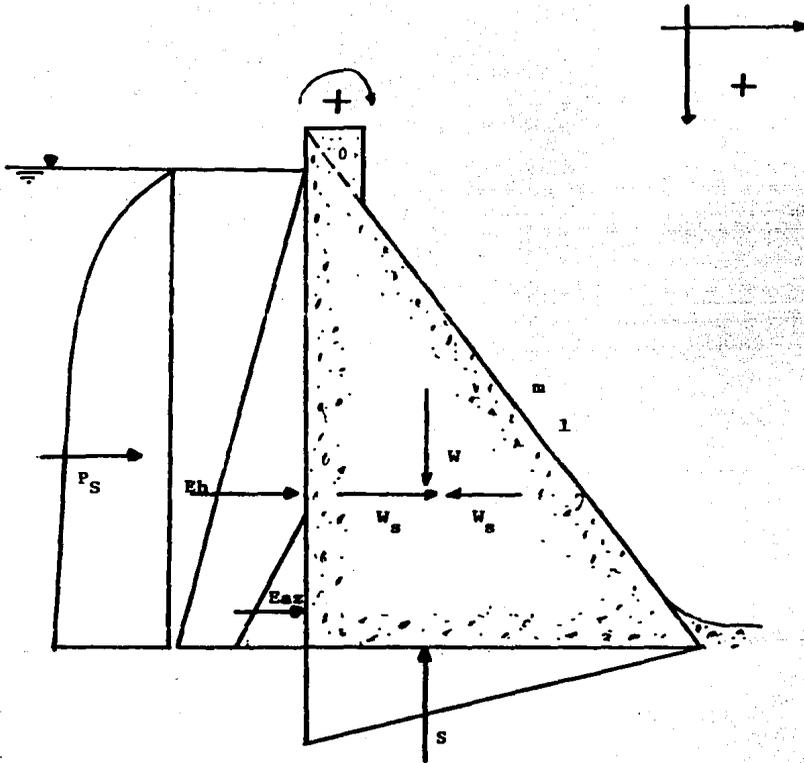


FIGURA 33.

en el concreto de las cortinas, inducidos por fuerzas externas son normalmente muy bajos.

Peso propio

El peso propio se calculará con la ecuación: $W = \gamma_m V$

Siendo:

γ_m = peso volumétrico del concreto (2.4 ton/m³)

V = volúmen

EMPUJE HIDROSTATICO.- En el cálculo de este empuje se considera:

El peso específico del agua es de 1 ton/m³

Es válida la Ley de Pascal "La Presión actúa en cada punto con igual magnitud en todas las direcciones y sentidos, los empujes resultantes son normales a las superficies sobre las que actúan"

El empuje hidrostático, por lo tanto, estará dado por: $E_h = \frac{\gamma_w H^2}{2}$

Actuando en el centroide de la cuña de distribución de presiones..

Siendo:

γ_w = peso específico del agua

H = altura hidráulica

EMPUJE DE AZOLVES.

Los azolves que acarrea la corriente se depositan en el vaso y ejercen empujes en el paramento aguas arriba de la cortina.

La expresión que da la presión horizontal actuante sobre la cortina debido a los azolves es:

$$P_h = \frac{\gamma' z}{N \delta}$$

En un elemento de sobre el respaldo de la cortina obra el empuje:

$$dEA = \frac{\gamma' z}{N \phi} dz$$

Por lo tanto, para una altura H. el empuje total sería:

$$E_A = \frac{\gamma'}{N \phi} \int_0^H z dz = \frac{1}{2 N \phi} \gamma' H^2 = \frac{1}{2} K_A \gamma' H^2$$

donde:

K_A = Coeficiente activo de presión de tierras, quedando -
definido como:

$$K_A = \frac{1}{N \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 - \text{Sen} \phi'}{1 + \text{Sen} \phi'}$$

donde:

ϕ' = ángulo de fricción interna

γ' = Peso volumétrico sumergido

SISMO

Los sismos comunican aceleraciones a las cortinas que aumentan las -
presiones del agua sobre ellas, así como los esfuerzos dentro de e-
llas mismas.

El incremento de fuerza horizontal en la estructura (cortina) debido
al efecto del sismo es:

$$\text{Si la fuerza} = \text{masa} \times \text{aceleración} = ma \quad - (1)$$

$$\text{Y la MASA} = \frac{\text{Peso}}{\text{Aceleración de la gravedad}} = \frac{W}{g} \quad - (2)$$

Sustituyendo (2) en (1), tenemos:

$$F = ma = \frac{W}{g} a \quad - (3)$$

De la ecuación (3), si definimos

$$\frac{a}{g} = \text{coeficiente sísmico}$$

Tenemos sustituyendo en (3)

$$F = W\alpha = \text{peso de la estructura} \times \text{coeficiente sísmico.}$$

donde:

a = aceleración del temblor

g = aceleración de la gravedad: 9.81 m/seg.^2

Por otra parte, el aumento de presión hidrostática horizontal a la profundidad "Y" sobre el paramento mojado de una cortina, debido a los efectos de un temblor de aceleración g , esta dado por la ecuación.

$$P_h = C \gamma_w \alpha H$$

donde:

$$\gamma_w = \text{peso específico del agua} = \frac{1 \text{ ton.}}{3 \text{ M}^3}$$

$$\alpha = \text{coeficiente sísmico} = \frac{a}{g}$$

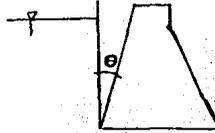
C = coeficiente del agua.

El valor de C , para una profundidad "Y" se calcula por medio de la ecuación.

$$c = \frac{C_m}{2} \frac{Y}{H} (2 - \frac{Y}{H}) + \frac{Y}{H} (2 - \frac{Y}{H})$$

El valor de C_m . se calcula con la tabla siguiente:

θ	C_m
0°	0.726
10°	0.670
20°	0.600
30°	0.540



Valores de C_m . para diferentes angulos

donde:

θ = ángulo del paramento aguas arriba, Si el paramento aguas arriba es vertical, puede usarse:

$$P \text{ sismo} = \frac{7}{8} \gamma_w \approx HY$$

Cabe señalar que el diagrama de presiones hidrostáticas debido al -- sismo es parabólico, siendo máximo en la base, o sea cuando $Y = H$

Por lo tanto, si $Y = H$ entonces

$$P \text{ m}^{\text{f}i\text{x.}} = \frac{7}{8} \gamma_w \approx H$$

SUBPRESION

Ocurren fuerzas internas o de subpresión en los poros, grietas y hendiduras, tanto en la cortina como en la cimentación; los espacios huecos dentro del concreto y del material de cimentación están llenos de agua que ejerce presión en todas direcciones.

La intensidad de la subpresión depende de las cargas hidráulicas, es decir, de la profundidad del vaso. La variación de la subpresión es lineal, pues corresponde al gradiente hidráulico debido solo a pérdidas por fricción que son proporcionales al camino recorrido.

La subpresión ocurre en el concreto y en las cimentaciones de roca, así como en las cimentaciones blandas y permeables.

El total de la subpresión que se usa en el proyecto es en gran parte cuestión de criterio, basado en el carácter de la cimentación, las medidas que se toman para evitar la filtración, la eficiencia de los drenes y los métodos de construcción.

Las subpresiones debajo de las cortinas de concreto sobre cimentaciones blandas están relacionadas con filtraciones a través de materiales permeables, por lo que debe tenerse cuidado en evitar la tubificación del material de la cimentación.

El agua que pasa a través de materiales permeables lo hace lentamente, la intensidad de este flujo debe tomarse muy en consideración.

De entre las medidas más importantes para reducir la subpresión, se tienen: Tratar de reducir las filtraciones a través de la cortina, entre ella y la cimentación y a través de esta, para lo cual es conveniente cuidar la calidad del concreto para evitar huecos, grietas o disgregaciones que faciliten la intromisión del agua en el cuerpo de la cortina.

Debe cuidarse la calidad de la unión-cortina-cimentación, para esto debe limpiarse perfectamente la superficie de desplante, tratándose de que quede rugosa y controlando la primera capa de concreto colocado; -- también es muy común la utilización de pantallas de impermeabiliza-

ción por inyectado.

La roca fracturada que usualmente queda como superficie de desplante, es un medio que puede permitir filtraciones de importancia, en éste caso debe inyectarse para impermeabilizarla.

Generalmente, se usa una pantalla de inyecciones que se lleva a una profundidad de entre 0.5 y 0.7 H, siendo H altura del nivel máximo aguas arriba, salvo que se hayan detectado posibles vías de agua a mayor profundidad.

Otra alternativa para la reducción de la subpresión es mediante la utilización de drenes. Cuando se construyen drenes, el diagrama original de subpresiones se abate como se muestra en la fig. 34.

La subpresión se calcula con la ecuación:

$$S = \frac{\delta_w H^2}{2T} C$$

Siendo:

δ_w = peso específico del agua.

H = carga hidráulica.

T = ancho de la base.

C = coeficiente de subpresión, para lo cual se proponen:

$$C = \frac{1}{3} \text{ para el bureau of reclamation}$$

$$C = \frac{1}{2} \text{ para el cuerpo de ingenieros.}$$

$$C = 1 \text{ Sin Drenes}$$

En la figura 25 se muestra una Distribución de los Drenes.

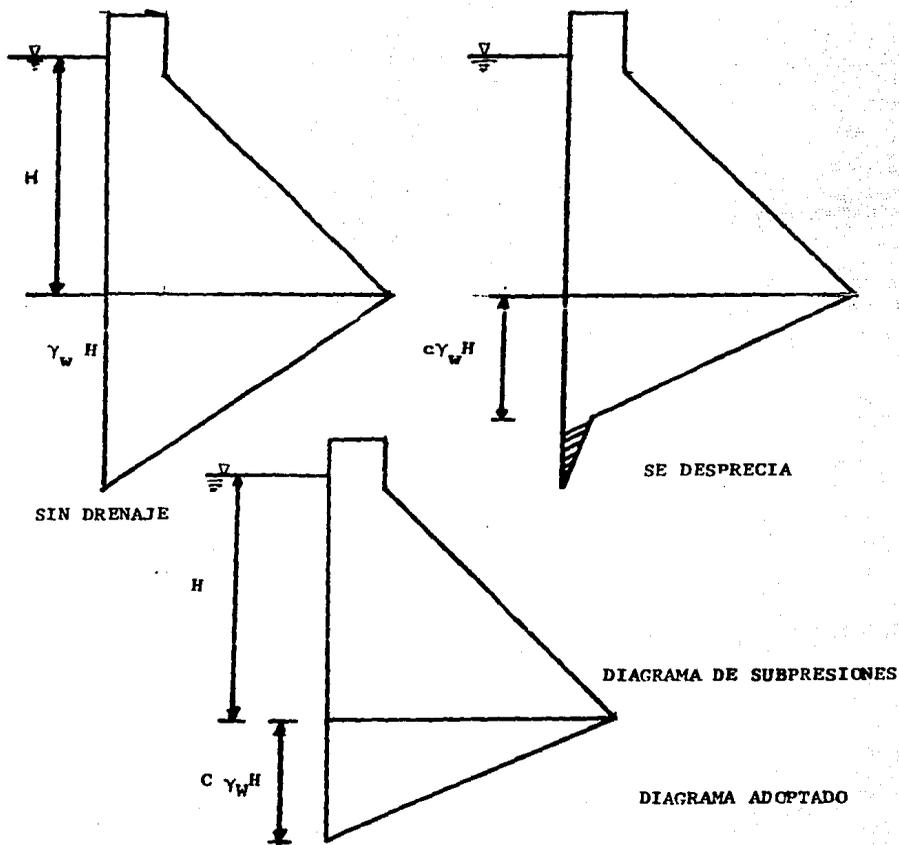


FIGURA 34.

Las cortinas tipo gravedad deberán ser diseñadas para todas las combinaciones apropiadas de carga, usándose un factor de seguridad conveniente para cada caso.

a).- COMBINACIONES DE CARGA NORMALES

Presa llena al NAMO
Empuje hidrostático
Peso propio
Subpresión
Azolves

b).- COMBINACIONES EXTREMAS DE CARGAS

Presa llena al NAMO
Empuje hidrostático
Subpresión
Azolves
Sísmo

c).- PRESA VACIA

Con sísmo
Sin sísmo

CONDICIONES DE SEGURIDAD.- Se deberán analizar los siguientes conceptos.

- 1.- Los esfuerzos máximos de compresión en el concreto deberán ser menores a los permisibles.
- 2.- No se permiten tensiones en el concreto.
- 3.- La resistencia al deslizamiento debe ser superior a fuerzas deslizantes.

En cuanto a la resistencia a la compresión del concreto, no la alcanza a los 18 días si no con una edad que oscila entre los 90 días y los 2 años.

En las cortinas tipo gravedad, normalmente se desarrollan esfuerzos en el concreto menores que la resistencia real que puede desarrollarse si se usa la mezcla adecuada en el concreto.

Los factores de seguridad que recomienda el Bureau Of Reclamation para esfuerzos de compresión, son los siguientes:

Para condiciones normales:

FS = factor de seguridad = 3

Por lo tanto, el esfuerzo de trabajo f_c será

$$f_c = \frac{\text{resistencia última}}{FS} = \frac{f'_c}{3} \leq 100 \text{ Kg/cm}^2$$

Para condiciones no usuales FS=2

Por lo tanto el esfuerzo de trabajo f_c será:

$$f_c = \frac{f'_c}{2} \leq 150 \text{ Kg/cm}^2$$

Para condiciones extremas =

FS = 1

Para la cimentación, los factores de seguridad son:

- Para combinaciones usuales FS = 4
- Para combinaciones no usuales FS = 2.7
- Para combinaciones extremas FS = 1.3

ESFUERZOS DE TENSION.

Para no exceder los esfuerzos de tensión permisibles, el mínimo esfuerzo de compresión permisible será determinado con la expresión.

$$\sigma_{zv} = p \delta H - \frac{FT}{FS}$$

donde:

G_{zv} = esfuerzo mínimo permisible en el paramento

p = término de reducción de subpresión, igual a uno si no hay drenes y 0.4 si los hay

δ = peso volumétrico del agua

H = profundidad de la carga de agua en la sección analizada.

f_t = resistencia última de tensión en el concreto, del 5 al 6% de f'_c

FS = factor de seguridad para combinaciones usuales 3 y para no usuales 2.

El valor permisible de G_{zv} para combinaciones usuales de carga -- nunca deberá ser menor que cero.

DESLIZAMIENTO

Para evaluar la seguridad contra el deslizamiento, se debe cumplir:

$$Q > F_s$$

donde

F_s es un factor de seguridad que vale:

$F_s = 3$ para condiciones usuales de carga

$F_s = 2$ para combinaciones no usuales de cargas

$F_s = 1$ para combinaciones extremas de cargas.

Calculandose Q , mediante la expresión:

$$Q = \frac{CA + (\sum N + U) \tan \theta}{\sum H}$$

donde:

Q = coeficiente de fricción cortante

C = cohesión en el concreto (0.1 f'_c)

ϕ = ángulo de fricción interna del concreto, 45° obtenido de pruebas triaxiales.

A = área de la superficie de desplante o de la sección horizontal analizada a nivel z de profundidad.

U = subpresión

ΣN = suma de pesos propios

ΣH = suma de fuerzas horizontales.

Esfuerzos en una Cortina Tipo Gravedad.

Un caso particular de esfuerzos axiales y de flexión combinados es el que se presenta en la cortina triangular que se utilizará para éste estudio, en donde las fuerzas que intervienen son peso propio, empuje hidrostático y subpresión.

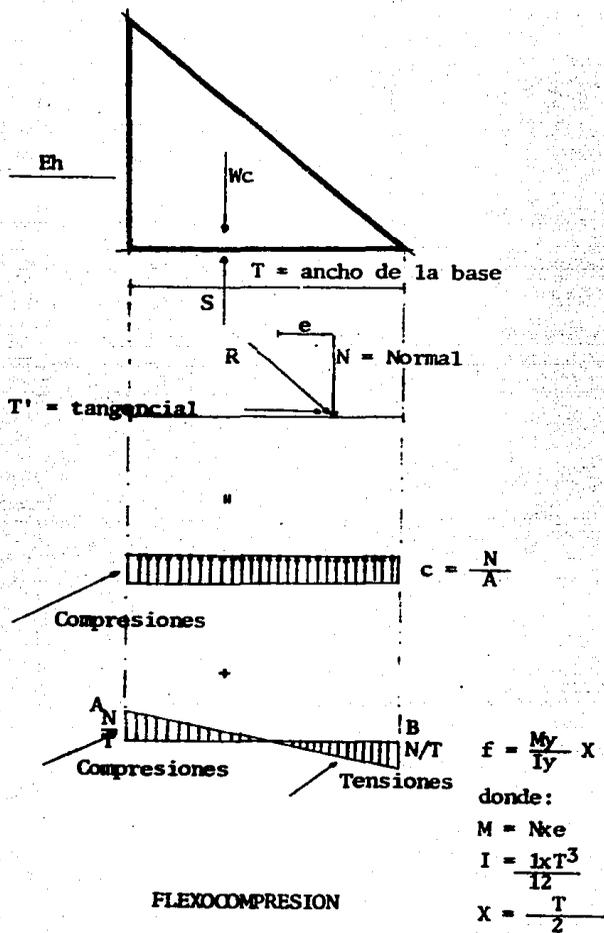
Si consideramos el área de la base de la cortina triangular como $A = T \times l$, los esfuerzos axiales debidos a la fuerza normal N, componente de la resultante R, serán de compresión de magnitud N/A y distribuidos uniformemente en cada unidad de área. (Ver fig. 35)

Ahora, los esfuerzos debidos a la flexión quedarán definidos por la ecuación $\frac{My}{Iy} X$, que para nuestro caso el momento flexionante es: $My = N \cdot e$ $X = \frac{T}{2}$, y el momento de inercia $Iy = \frac{1 \cdot T^3}{12}$ (Ver Fig.35)

Por tanto, los esfuerzos totales quedarían definidos como la suma de esfuerzos axiales y de flexión.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{My}{Iy} X$$

que es la ecuación de la escuadría a flexocompresión; sustituyendo los valores correspondientes a My, Iy y X, se tiene:



FLEXOCOMPRESION

FIGURA 35

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N e}{\frac{T^3}{12}} - \frac{T}{2}$$

Simplificando términos:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{6 N e}{T^2}$$

Si $A = T \times l$ entonces: $\sigma = \frac{N}{T} + \frac{6 N e}{T^2}$

$$\sigma = \frac{N}{T} \left(1 + \frac{6e}{T} \right)$$

ecuación que nos permite determinar los esfuerzos en una sección rectangular.

Condición de Estabilidad

Los esfuerzos en la sección analizada deben ser de compresión.

Para lograr esto, determinaremos cual es el valor de la excentricidad máxima para no tener tensiones.

Es evidente que si los esfuerzos axiales de compresión son iguales o mayores que los máximos esfuerzos de flexión, no existirá zona alguna que trabaje a tensión.

Ahora, para conseguir lo anterior, en una sección rectangular de áreas $A = T \times l$, igualando los esfuerzos de compresión y de flexión se tiene: $\frac{N}{A} = \frac{M_y}{I_y} \quad x$

Sustituyendo tenemos:

$$\frac{N}{T} = \frac{N e \frac{T}{2}}{\frac{T^3}{12}}$$

Simplificando

Por tanto

$$\frac{N}{T} = \frac{6 N e}{T^2} ; 1 = \frac{6 e}{T}$$

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

que es el valor de la excentricidad máxima para no tener tensiones.

Si N está en el borde exterior del tercio medio, esto es $e = T/6$, sustituyendo este valor de e en la ecuación.

$$G = \frac{N}{T} \left(1 + \frac{6 e}{T} \right)$$

$$\text{Se tiene } G = \frac{N}{T} \left(1 + \frac{6}{T} \frac{T}{6} \right)$$

$$G = \frac{N}{T} (1 + 1)$$

$$\text{Por tanto } G_1 = 2 \frac{N}{T}$$

$$G_2 = 0$$

De lo anterior, se observa que si N está en el borde del tercio medio el esfuerzo mayor de compresión es el doble del esfuerzo promedio --- ($2 \frac{N}{T}$), y el esfuerzo sobre el lado opuesto es cero ($G_2 = 0$). El área de la sección transversal completa está bajo compresión.

Determinación del Ancho de la Base "T" que hace Estable una Cortina - Triangular.

De la figura 24, si hacemos $\Sigma Mo' = 0$ (de las fuerzas debidas al peso propio, subpresión y empuje hidrostático) dado que restringimos que nuestra resultante caiga dentro del tercio medio, tenemos:

$$E \left(-\frac{H}{3} \right) + S \left(-\frac{T}{3} \right) - Wc \left(-\frac{T}{3} \right) = 0$$

$$\text{si } E = \delta'w \frac{H^2}{2}$$

$$S = \delta'w \frac{HT}{2} c$$

$$Wc = \frac{HT}{2} \delta'c$$

Sustituyendo, se tiene:

$$\delta'w \frac{H^2}{2} \left(-\frac{H}{3} \right) + \delta'w \frac{HTC}{2} \left(-\frac{T}{3} \right) - \frac{HT}{2} \delta'c \left(-\frac{T}{3} \right) = 0$$

Simplificando:

$$\delta'w \frac{H^3}{6} + \delta'w \frac{HT^2C}{6} - \delta'c \frac{HT^2}{6} = 0 \quad \text{A}$$

siendo:

$$\delta'w = \text{peso volumétrico del agua } 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

H = carga hidráulica (m)

T = ancho de la base (m)

$$\delta'c = \text{peso volumétrico del concreto } 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

c = coeficiente de subpresión

c = 1 si no se tienen drenes

c = $\frac{1}{2}$ según el Cuerpo de Ingenieros

$c = \frac{1}{3}$ según el Bureau of Reclamation

Multiplicando por 6 la ecuación A, se tiene

$$\delta_w H^3 + \delta_w H T^2 c - H T^2 \delta_c = 0$$

Multiplicando por $\frac{1}{H}$

$$\delta_w H^2 + \delta_w T^2 c - T^2 \delta_c = 0$$

Agrupando términos

$$\delta_w H^2 + T^2 (\delta_w c - \delta_c) = 0$$

De lo anterior podemos hacer

$$\delta_w H^2 = - T^2 (\delta_w c - \delta_c)$$

$$\delta_w H^2 = T^2 (\delta_c - \delta_w c)$$

despejando el valor de T

$$T = H \sqrt{\frac{\delta_w}{\delta_c - c \delta_w}} \quad \text{B}$$

Ecuación que nos da el ancho de la base que hace establecer una cortina triangular sin permitir tensiones.

Talud mínimo sin permitir tensiones

Para la determinación del talud mínimo, si de la ecuación B hacemos

$$\frac{T}{H} = \cot \ominus$$

siendo Θ el mostrado en la figura²⁴ tenemos:

$$\frac{T}{H} = m = \cot \Theta$$

por tanto:

$$m = \sqrt{\frac{\gamma' w}{\gamma c - c \gamma' w}}$$

Ecuación que nos da el talud mínimo de una cortina triangular.

Para tener una idea de los valores mínimos que se tienen, démosle algunos valores a la ecuación anterior.

Si $c = 0$ (no hay subpresión), $\gamma' w = 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ $\gamma c = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$

$$m = \sqrt{\frac{1}{2.4}} = 0.65$$

Si $c = \frac{1}{3}$ (coeficiente según Bureau of Reclamation)

$$m = \sqrt{\frac{1}{2.4 - \frac{1}{3}(1)}} = 0.70$$

Si $c = \frac{1}{2}$ (coeficiente de subpresión según el Cuerpo de Ingenieros).

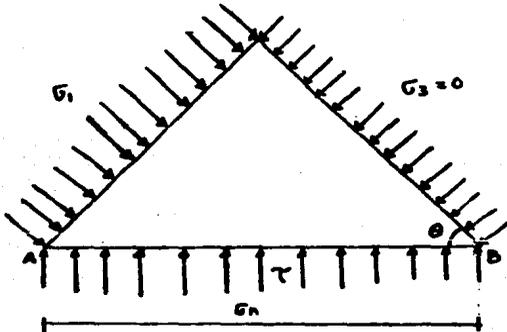
$$m = \sqrt{\frac{1}{2.4 - \frac{1}{2}(1)}} = 0.73$$

Si $c = 1$ (no se tienen drenes, actúa la subpresión en toda su magnitud)

$$m = \sqrt{\frac{1}{2.4 - 1}} = 0.85$$

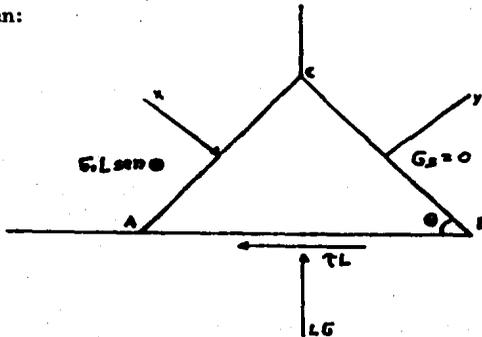
Determinación del Esfuerzo máx.

La figura siguiente representa el estado de esfuerzos en el punto B del paramento aguas abajo:

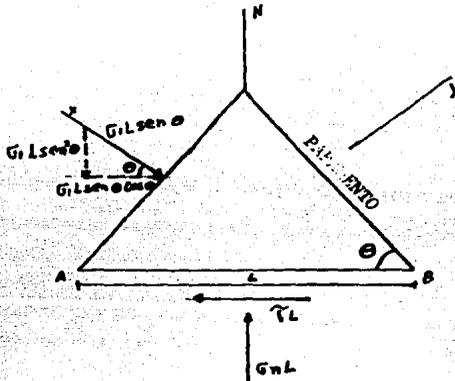


AC representa el plano mayor principal sobre el cual actúa el esfuerzo mayor principal G_1 representa el plano menor principal sobre el cual actúa el esfuerzo menor principal G_2 , que para nuestro caso es igual a cero.

Si designamos a la longitud AB = L unitaria y su dimensión normal también unitaria, las fuerzas que actúan en los lados serán:



Para nuestro caso particular, en el punto B se presenta la siguiente condición



si hacemos $\sum F_N = 0$

$$L \sigma_n = \sigma_1 L \sin \theta \sin \theta$$

Simplificando

$$L \sigma_n = \sigma_1 L \sin^2 \theta$$

por $\frac{1}{L}$ tenemos

$$\sigma_n = \sigma_1 \sin^2 \theta$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_n}{\sin^2 \theta} = \sigma_n \operatorname{cosec}^2 \theta$$

Por lo que podemos escribir:

$$\sigma_{\text{máx.}} = \sigma_n \operatorname{cosec}^2 \theta$$

CONSIDERACIONES SOBRE PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE CORTINAS DE CONCRETO TIPO GRAVEDAD.

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.

A).- **DESVIACION DEL RIO.**- El objeto de desviar temporalmente el escu rrimiento del río, es el de dejar en seco el sitio de construc- ción de la cortina y 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 algún lugar apropiado de acuerdo a la topografía y puedan emple- arse posteriormente como obras de toma.
- 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 traves del cuerpo de la cortina.

B). **LIMPIA Y EXCAVACIONES EN EL SITIO.**- El objeto de limpiar y ex- cavar 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 cimentados y roca blanda o intemperizada hasta llegar al nivel del desplan te 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.

- C). **TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION.**- 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.

La compacidad de la roca se mejora con el fin de homogenizar la resistencia y la deformación de la misma.

Esto se logra aplicando una serie (cuadrículada) de inyecciones hasta formar un tapete de consolidación 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.

En rocas fisuradas las inyecciones son generalmente una mezcla de agua y cemento. Como las fisuras casi siempre están 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 metros de longitud, cada tramo está limitado en su parte superior por un obturador y en su parte inferior por el fondo de la perforación, que puede ser el terreno natural ó el mortero de inyección endurecido según el sistema de inyección adoptado.

Existen dos métodos de inyección que son:

- a).- De arriba hacia abajo. El inyectado se realiza después de la perforación de cada tramo. Una vez terminada la inyección, se vuelve a perforar el tramo inyectado, de donde pueden extraerse testigos. Después se perfora el tramo siguiente a inyectar.
- b).- De abajo hacia arriba. Se ejecuta la perforación en toda su altura y se comienza por inyectar el tramo más profundo y después, sucesivamente, los tramos superiores. Este método

todo tiene la ventaja de realizar la perforación con el máximo rendimiento y después desplazar la máquina de perforación a otros emplazamientos durante la inyección.

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 presenta el rechazo (presión máxima especificada en función del tipo de roca, fisuración y profundidad).

Haciendo uso de la experiencia, la impermeabilización del macizo 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 mts. 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 este 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 macizo rocoso, hasta que el espesor del concreto del cuerpo de la cortina es por lo menos de 4 ó 5 metros. Esto no impide que se inyecten previamente las capas profundas. Además este procedimiento proporciona adherencias entre el concreto y la roca.

D).- COLADOS DE CONCRETO.- La problemática de construcción de cortinas de concreto siguiendo la tecnología de etapas sucesivas comúnmente utilizada hasta la fecha, consiste en resolver individualmente de la manera más eficiente posible y coordinar entre si adecuadamente cada una de las etapas que integran el proceso, para obtener la máxima eficiencia del conjunto. Dichas etapas se pueden resumir de la siguiente manera:

- Obtención, tratamiento, transporte, almacenamiento y dosificación de los materiales que integran el concreto (agregados, cemento, agua y aditivos)
- Mezclado, transporte de la mezcla de concreto de la planta dosificadora a la cortina.
- Colocación del concreto en la estructura.
- Consolidación del concreto en la estructura.
- Varios
 - a) Forma
 - b) Tratamiento de las juntas de colado

AGREGADOS.

Una de las tendencias en el diseño de las mezclas de concreto masivo es usar agregados de tamaño máximo posible. Dentro de la experiencia nacional, el tamaño máximo usado es 3", teniéndose conocimiento de que en otros países (USA y URSS) han empleado agregados hasta de 6".

Los agregados más usados para la fabricación de concreto masivo son: Los provenientes de depósitos aluviales o el producto de la trituración de formaciones rocosas cercanas al sitio de la cortina; eventualmente se ha usado como aditivo para la fabricación de concreto, escoria de alto horno.

TRATAMIENTO.- Consiste en la separación por diversos rangos de tamaño y en la eliminación de todos los elementos contaminantes; a continuación se describen cada una de las operaciones que lo integran:

Rejilla estacionaria de barras con abertura igual al tamaño máximo del agregado por producirse.

Trituradora primaria que puede ser del tipo giratorio, de quijadas, simple o de doble acción y de impacto. Con objeto de alimentar en forma uniforme y constantela quebradora primaria, generalmente se dispone como equipo complementario, de un alimentador sobre carriles tipo oruga.

El alimentador suministra material a la quebradora primaria y esta se calibra al tamaño máximo del agregado por producirse.

Las quebradoras primarias generalmente se cargan por su parte superior y descargan el producto procesado por el extremo inferior, por donde se alimenta una banda transportadora que eleva el material hasta las instalaciones de lavado y clasificación.

Quando existe una alta contaminación de material arcilloso se requiere antes del proceso de clasificación, un lavado combinado con la aplicación de una enérgica acción mecánica

El equipo de lavado primario entregará su producto a una criba vibratoria que consta de un número de plataformas igual al número de tamaños gruesos por producirse. Cada uno de los agregados clasificados será recibido por una tolva de almacenamiento o una banda transportadora que conduce el material hasta el sitio de su almacenamiento.

Sobre cada una de las plataformas de cribado, se dispone de un sistema de aspersión que mediante aplicación de agua a presión durante el proceso de cribado somete al agregado a un segundo lavado que elimina cualquier residuo de contaminación. Los materiales productos de los procesos anteriormente descritos deben de almacenarse de manera tal que no se contamine uno con otro, volviendo a mezclarse. Para la carga y transporte a la planta dosificadora el procedimiento más limpio y generalmente más económico es el túnel de recuperación, éste es un dispositivo consistente en un túnel dentro del cual se instala una banda transportadora que es alimentada por una serie de compuertas.

CEMENTO

Siendo el cemento producto de un proceso industrial, generalmente se justifica el uso de unidades especiales para el transporte de cemento a granel, que básicamente consiste en unidades de remolque sobre las que se monta un recipiente cerrado. Generalmente, resulta conveniente construir una batería de silos de capacidad tal que permita mantener el ritmo de trabajo.

AGUA

Normalmente se dispondrá del caudal del río como fuente básica de aprovisionamiento de agua, por lo que se proyectarán las instalaciones necesarias para captar agua del río y bombearla a una cisterna o almacenamiento.

FABRICACION DEL CONCRETO

Para fabricar el concreto se requiere tomar los materiales básicos de sus depósitos o almacenamientos en la planta, pesar-

los, alimentarlos a las unidades de mezclado y entregar el producto mezclado a las unidades de transporte hacia la cortina.

Para el transporte de la mezcla de concreto a la cortina, esta operación debe realizarse lo más rápidamente posible, de manera que las propiedades del concreto al descargarse se mantengan sustancialmente hasta su colocación en el bloque.

El procedimiento que más ampliamente satisface lo anterior consiste en el uso de botes especiales de descarga por el fondo.

Estos botes son llenados en la planta dosificadora y colocados al alcance de un cablevía por medio de un tren montado sobre riel o llantas neumáticas y arrastrado por un tractor o locomotora según sea el caso. La colocación del concreto a la forma se realiza mediante gruas móviles o semiestacionarias.

El cablevía consiste en un cable-carril suspendido en cada uno de sus extremos de torres montadas en las márgenes de la boquilla.

Eventualmente ambas torres pueden ser móviles (cablevía paralelo) o una fija y otra móvil (cablevía radial)

En uno de los márgenes se instala el equipo motriz que consiste en un malacate de capacidad adecuada, accionado por un motor eléctrico.

Suspendido el cable-carril por un sistema de poleas, se traslada la unidad móvil o carro, la que mediante aparejos convenientes opera dos cables principales cuya función es traslación horizontal de todo el equipo y movimiento vertical de la carga.

Los botes de descarga por el fondo para manejo de concreto se han desarrollado hasta una amplia sofisticación siendo los más comunes aquellos cuya descarga se opera neumáticamente y entre éstos existen dos tipos básicos que son de baja y alta presión.

El de baja presión requiere contar de una fuente de aire comprimido, el sistema de alta presión involucra el montaje de un recipiente dentro del cuerpo del bote, mismo que es llenado en la planta dosificadora y mediante la operación de una válvula se produce la descarga en el bloque.

TRATAMIENTO DE LAS JUNTAS DE COLADO.

Las especificaciones actuales indican que la junta debe ser rugosa con el agregado grueso aparente, exenta de lechada superficial, limpia de toda sustancia extraña o partículas sueltas y estar saturada y superficialmente seca en el momento de recibir el concreto nuevo.

El método más efectivo para lograr lo anterior es aplicar a la superficie cuando el concreto no ha endurecido totalmente un chiflón de agua y aire a presión.

COLOCACION DEL CONCRETO.

Para iniciar el colado, se coloca sobre la junta una capa de mortero, cuyo proporcionamiento es el de la mezcla de concreto al cual se le han suprimido los agregados gruesos. Este mortero se tiende sobre una superficie de la junta mediante cepillos, el mortero no debe extenderse sobre una superficie mayor que la que se pueda cubrir con concreto antes de que el mortero se seque.

Cada una de las mezclas que va llegando al bloque se vibra cuidadosamente incorporándola a la masa general existente, para lograr lo anterior, se usan vibradores Neumáticos o Eléctricos

siendo los primeros los que producen mejores resultados.

Quando por alguna circunstancia especial se tenga que suspender el colado, si el avance se ha llevado en la forma aquí descrita únicamente se requiere proceder a tratar la junta fría en la misma forma que la indicada para las juntas de colado, pero si no es así, es necesario demoler parte del bloque para perfilar la junta fría según una escalera uniforme y continua a todo lo ancho del bloque.

El cuadro posterior de la junta se inicia con la aplicación de un chiflón de agua y aire a presión y se prolonga hasta el colado del siguiente bloque.

Las paredes verticales del bloque se curan mediante una membrana de curado o mediante la aplicación permanente de riego por aspersión.

FORMAS

El tipo más generalmente usado es la forma cantiliver, misma que se va anclando en el bloque del nivel inmediato inferior y en cada nuevo colado se van instalando los anclajes necesarios para la fijación de la forma en la siguiente etapa.

Cabe mencionar que es necesario tomar medidas adicionales para mantener la temperatura del concreto dentro de los límites permitidos.

El postenfriado consiste generalmente en la instalación de serpentinas de pared delgada dentro de los bloques de la cortina, haciendo pasar a través de ellos una corriente continua de agua a una temperatura entre 2 y 5 grados durante el tiempo necesario para estabilizar el gradiente térmico dentro de los límites permitidos.

Hasta aquí se ha descrito someramente el proceso a base de etapas sucesivas, algunas si no todas las operaciones parciales de este proceso se desarrollan aplicando procedimientos y equipos de un alto grado de sofisticación, pero el esquema básico de etapas sucesivas no ha cambiado durante los últimos 35 años.

En todo el mundo se ha observado una tendencia perfectamente definida de abandonar este tipo de proceso, probablemente porque el costo comparativo de una cortina de concreto respecto a una de materiales graduados es casi siempre favorable a este tipo de estructura.

Por lo anterior, se han desarrollado investigaciones tendientes a buscar medios de procesamiento continuo que permitan abatir, sustancialmente el costo de construcción de cortinas de concreto-

CONCLUSIONES

En los aspectos Hidrológicos se debe tomar en cuenta la avenida máxima en un intervalo de tiempo escogido. La estabilidad de muros y terraplenes, depende de los estudios Hidrológicos e Hidráulicos de los niveles probables del agua, su rango, duración y cambios en el tiempo.

Es importante la realización de pruebas de mecánica de rocas en el sitio mismo, para obtener parametros a escala natural de sus deformaciones, esfuerzos y resistencia.

Es indispensable tomar en cuenta todas las fuerzas que intervienen en la estabilidad de una cortina para poder diseñarla ya -- que esta se fundamenta con su peso propio.

En cuanto a los procedimientos de construcción de cortinas de concreto, durante los últimos 35 años no se ha observado un cambio substancial, manteniendose dentro del marco clásico de etapas sucesivas, los unicos cambios reales han sido la aplicación de colado horizontal y recientemente la introducción de la compactación con rodillos para el concreto interior.

BIBLIOGRAFIA

1. Torres Herrera Francisco. "Obras Hidráulicas"
Editorial Limusa. Primera Edición. México 1981
2. K Linsley Ray. B. Franzini Joseph. "Water - Resorces Engineering"
Tercera Edicion. México 1979
- 3.-Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.
"Simposio sobre Almacenamientos Pequeños", México 1975.
4. Vega Roldan O. "Presas de Almacenamiento y Derivación". DEPEFI-UNAM
Tercera Edición, México 1984
- 5.-Bureau of Reclamation. "Diseño de Presas Pequeñas".
Editorial CECSA. México.
- 6.-Portland Cement Association. "Small Concrete Dams".
Editorial Limusa, México 1978.
7. Bureau of Reclamation. "Design Criteria for Concrete Arch and Grabity Dams"
Denver, Colorado. USA.
8. "Procedimiento para la fabricación, Manejo y Colocación de Concreto Masivo
en Cortinas". Dirección General de Grande Irrigación, S.A.R.H., México 1981
9. Araiza Armenta J.A. "Diseño de Cortinas Tipo Gravedad". Tesis. U.N.A.M.
México 1982.
10. Aranda Barrera D. "Diseño de Presas de Derivación. Tesis. U.N.A.M.
México 1982
11. Coello Echegoyen B.F. Martínez Martínez L.L. "Anteproyecto de una Cortina
Tipo Gravedad". Tesis. U.N.A.M., México 1984
- 12.D.P. Krynine y W.R. Judd. "Principios de Geología y Geotécnica para Inge--
nieros . Editorial Omega, México 1975
- 13 Henri Cambefort, "Inyección de Suelos", Editorial Omega, 1968