

Normas Generales para el Diseño de Estructuras Empleadas en las Obras de Regadío

Por el Ingeniero

JOSE GOMEZ GARCIA

del Departamento de Proyectos de la C. N. I.

Las principales obras para la formación de un Distrito de Riego se dividen, según su función, en las cinco clases siguientes:

1. OBRAS PARA CAPTACION DEL AGUA.
2. OBRAS DE CONDUCCION.
3. OBRAS PARA DISTRIBUCION.
4. DRENAJE.
5. OBRAS AUXILIARES.

1.—*OBRAS PARA CAPTACION DEL AGUA.*—Este grupo de obras puede subdividirse en dos:

- a). Obras para el aprovechamiento de aguas superficiales.
- b). Obras para la extracción de aguas subterráneas.

Las principales OBRAS PARA EL APROVECHAMIENTO DE AGUAS SUPERFICIALES son:

- a). Presas de almacenamiento.
- b). Presas de derivación.
- c). Aprovechamiento de vasos naturales.
- d). Estaciones de bombeo en ríos y canales.

OBRAS PARA LA EXTRACCION DE AGUAS SUBTERRANEAS.

- a). Galerías filtrantes.
- b). Pozos.
- c). Diques subterráneos.

2.—*OBRAS DE CONDUCCION.*—Son las destinadas a conducir el agua ya sea del almacenamiento o de los ríos a los terrenos regables, y son:

- a). Canales.
- b). Tuberías.

3.—*OBRAS PARA DISTRIBUCION.*—Estas obras son las destinadas a distribuir el agua en los terrenos regables, y son:

- a). Represas.
- b). Tomas.
- c). Parte-aguas.
- d). Canales secundarios y zanjas regadoras.

4.—*DRENAJE.*—Con el objeto de evitar que el agua de los riegos disuelva las sales del subsuelo y suba por capilaridad a la superficie de los terrenos bajos y al evaporarse deposite las sales volviendo por lo tanto salitrosos a los citados terrenos, el agua debe ser sacada por canales y zanjas de drenaje.

5.—*OBRAS AUXILIARES.*—Obras auxiliares para un distrito de riego son: las que no se refieren directamente al manejo del agua, pero que son necesarias para dar acceso al lugar de las obras y para facilitar la explotación de los productos agrícolas, tales como vías de comunicación (Ferrocarriles, Carreteras, Teléfonos, y Telégrafos) y obras que tienen por objeto mejorar la habitabilidad de la región, tales como abastecimiento de aguas, saneamiento, plantas de generación de energía eléctrica, térmica o hidráulica, escuelas, campos deportivos, etc.

Volviendo a las obras de captación nos ocuparemos primeramente de:

PRESAS DE ALMACENAMIENTO. — Cuando se cierra una barranca con una cortina se forma un depósito que permite almacenar el agua de las avenidas y después extraerla de acuerdo con las necesidades de riego, a este depósito es a lo que llamamos presa de almacenamiento y tiene como obras principales:

La cortina, uno o varios diques secundarios, el vertedor de demasías y la obra de toma.

CORTINAS.—La cortina es el obstáculo que se pone en una barranca para impedir el paso

del agua de un río o arroyo. Según el material de que están hechas pueden ser de tierra, de enrocamiento, de mampostería, de concreto ciclópeo, de concreto armado y concreto simple.

CORTINAS DE TIERRA.—Las cortinas de tierra están formadas con tierra que generalmente se toma de las cercanías del sitio de la boquilla. Teniendo en cuenta la forma de diseñarlas se hacen los siguientes grupos.

- 1º De simple terraplén.
- 2º De distintos materiales en la sección (materiales graduados).
- 3º De diafragma.

CORTINAS DE SIMPLE TERRAPLEN.—Este tipo consiste en que el dique se forme de un mismo material lo más uniforme que sea posible en toda su sección transversal, sin diafragmas ni núcleos de material especial. El talud de aguas arriba puede tener un recubrimiento de material más impermeable, el cual puede extenderse en el fondo del vaso. Ejemplo: presa "El Centenario", Coahuila en el D. de R. de San Carlos.

CORTINA DE DISTINTOS MATERIALES EN LA SECCION.—Este es el tipo más usado,

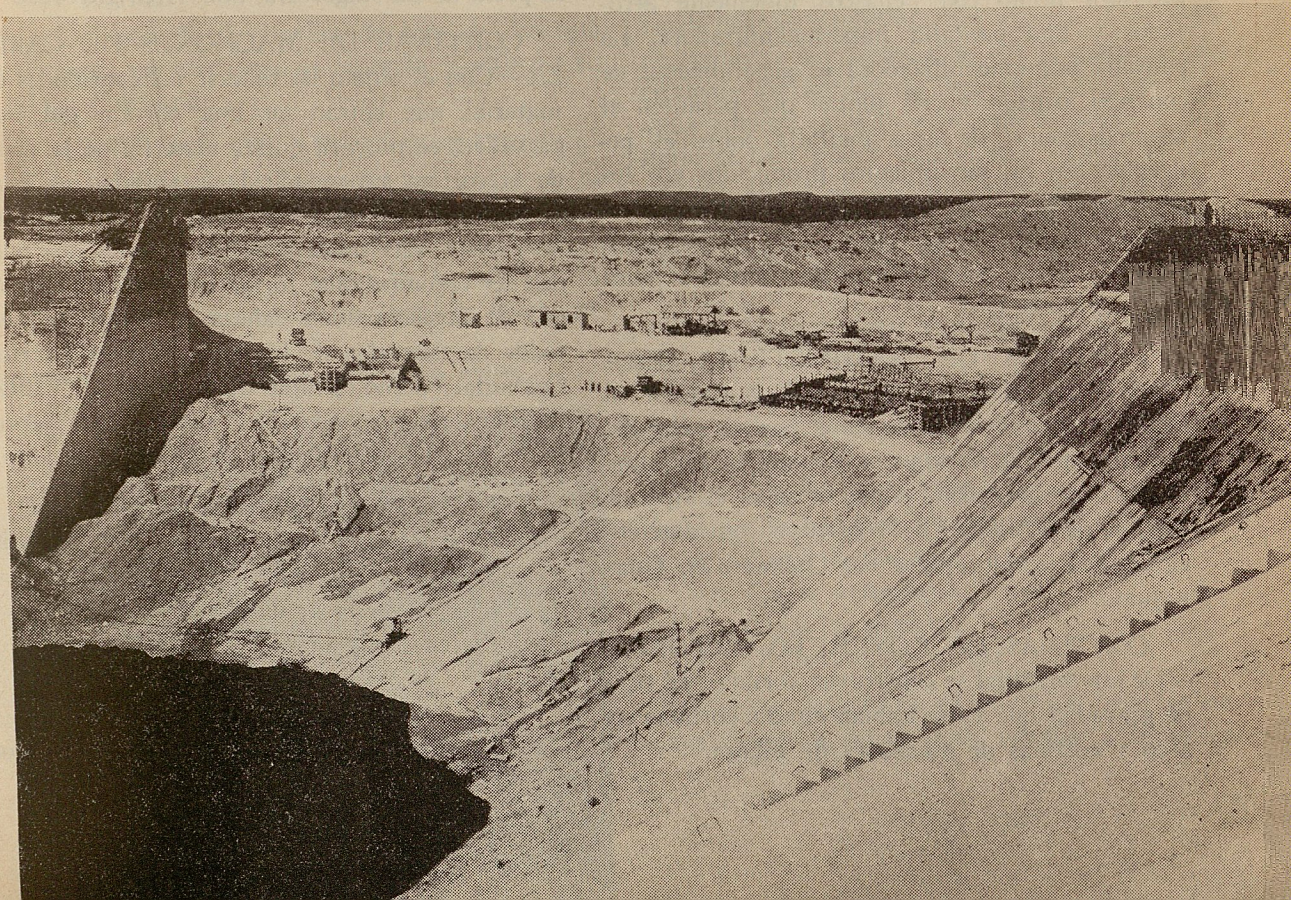
su sección se encuentra formada de diversas partes, cada una hecha con material diferente y seleccionado, una de estas partes se construye con el material menos permeable y forma el núcleo. Estos diques pueden tener un recubrimiento en el talud de aguas arriba. Ejemplo: presa de El Azúcar, Tamps.

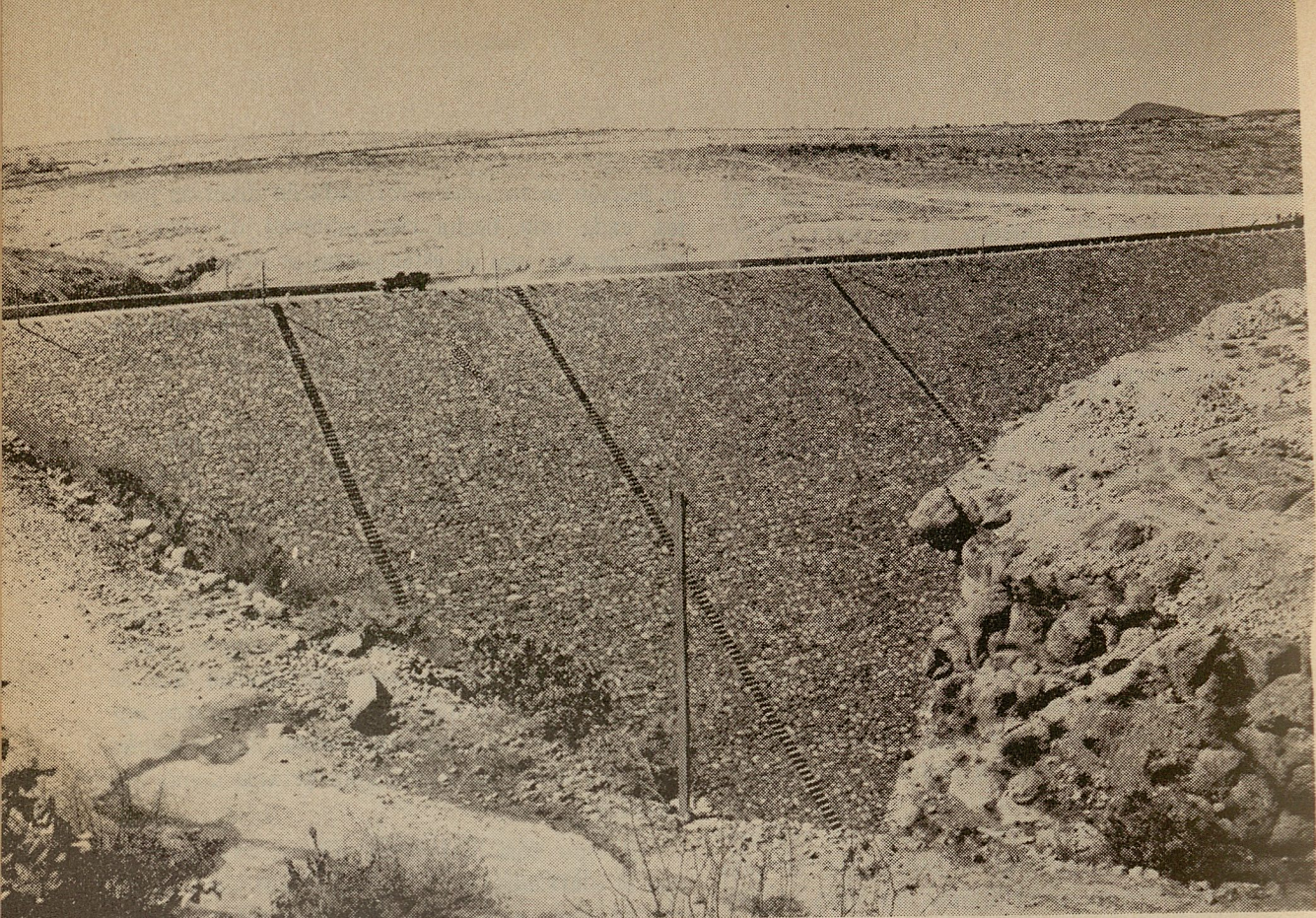
CORTINAS CON DIAFRAGMA.—Este tipo tiene un diafragma impermeable y generalmente angosto formado con concreto, madera o acero.

En este tipo se encuentran los diques de diafragma completo y los diques con diafragma parcial. En el tipo de diafragma completo, éste se extiende desde la parte más alta en que se satura el dique hasta la cimentación, donde encuentra una capa prácticamente impermeable. Este tipo de dique puede considerarse como impermeable.

El tipo con diafragma parcial es aquel en que el diafragma o no llega hasta el nivel máximo en que se puede saturar el dique, o bien puede no llegar a la cimentación impermeable, sino que el diafragma llega sólo a la profundidad necesaria para que dentro de la cimentación permeable se obligue al agua a hacer un recorrido

Presa del Azúcar, Tamps. Vertedor.





Presa Madero, Huichapan, Hgo.

igual al paso de filtración; a este diafragma generalmente se le llama dentellón.

CORTINAS DE ENROCAMIENTO.—Este tipo de cortina está formado por un macizo estabilizador hecho con peñascos libremente arrojados y una pantalla impermeabilizadora. La pantalla impermeabilizadora es generalmente de concreto armado y con juntas que permiten el acomodamiento de esta pantalla sobre el pedraplén por los movimientos producidos por los asentamientos y también los producidos en la pantalla misma por los cambios de temperatura. Ejemplo: presa Madero. Edo. de Hidalgo y presa San Ildefonso, Oro.

CORTINAS DE MAMPOSTERIA.—Estas cortinas trabajan por gravedad y resisten al empuje hidrostático solamente por el peso del material que las forma por lo cual se les llama cortinas de gravedad. Algunas veces el tipo de cortina de gravedad se construye con concreto ciclópeo. Ejemplo: presa del Gallinero en Guajuato.

CORTINAS DE CONCRETO CICLOPEO.—De este material se construyen cortinas del tipo de gravedad que ya se habían citado, cortinas en arco y cortinas de machones de cabeza.

CORTINAS EN ARCO.—Este tipo trabaja como un arco horizontal que resiste la presión hidrostática y cocea en las laderas donde está cimentado el arco. Un ejemplo de presa en arco es la presa de La Angostura, Son. Arco gravedad.

CORTINAS DE MACHONES DE CABEZA.—Con el objeto de reducir las cantidades de material que entran en una cortina del tipo gravedad, se procura quitar material de la masa de la cortina sin reducir la estabilidad de ésta. A este tipo aligerado se le llama de machones de cabeza. Las cabezas de estos machones pueden ser redondas o en forma de diamante. Ejemplo de machones con cabeza redonda: El vertedor de demasías de la presa de Don Martín, Coahuila. (Como ejemplo de machones de cabeza de diamante se puede citar uno de los anteproyectos de la presa Madero en Huichapan, Hgo.)

CORTINAS DE CONCRETO ARMADO.—En este tipo se aprovecha la resistencia del concreto armado a la flexión y se forman las cortinas huecas; en la actualidad existen dos tipos que difieren según la pantalla que intercepta el agua.

En el primer tipo toda la pantalla se forma por una serie de losas que se apoyan en los

machones (tipo Ambursen) y el otro por una serie de arcos que se apoyan también en los machones (tipo de arcos múltiples).

Refiriéndonos al primer tipo de losas pueden considerarse como simplemente apoyadas sobre los machones con juntas que interrumpen la continuidad de la losa y permiten la expansión de ésta debida a la variación de temperatura. Esto es lo más comúnmente usado. Se consideran también las losas como continuas apoyadas en los machones y sólo tienen juntas después de varios tramos con el objeto de permitir las variaciones en la longitud de la losa debidas a los cambios de temperatura. Estas losas tienen un talud generalmente de 1:1. Los machones tienen dimensiones tales que la resultante de todas las fuerzas que sobre ellos actúa no salga del núcleo central para evitar el volteamiento, ya sea que la presa esté llena o vacía. Precauciones especiales se deben tomar para evitar el deslizamiento, hay algunos casos en que es necesario lastrar estos tipos de presas para lo cual se coloca arena en la parte comprendida entre machón y machón. También se utilizan losas para distribuir la presión que la cimentación de los machones ejerce sobre el suelo.

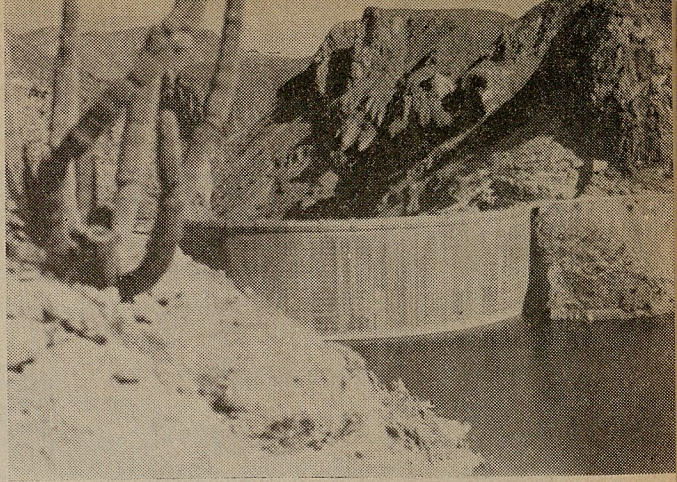
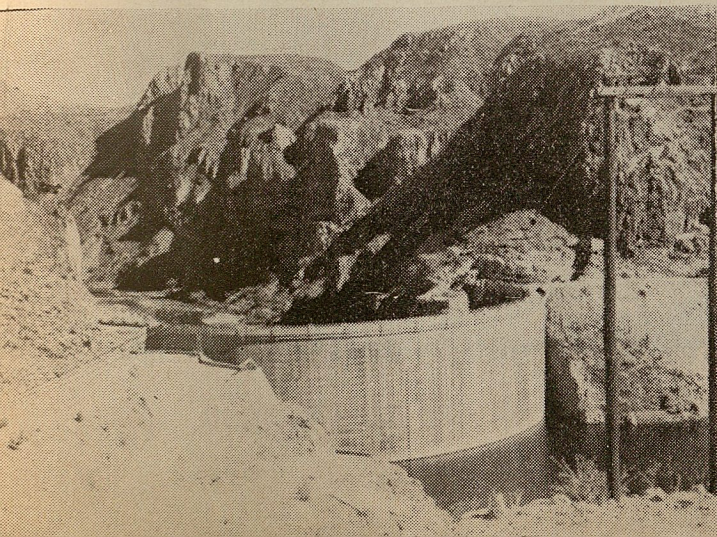
Hay veces que la losa de cimentación de un machón toca a la losa de cimentación del machón próximo; en estos casos la cimentación se hace corrida.

Un ejemplo de cortina de losa de concreto apoyada en machones es la presa Rodríguez en Baja California.

CORTINAS DE ARCOS MÚLTIPLES.—

Estas cortinas están formadas por una serie de arcos que se apoyan en los machones para los cuales pueden hacerse las mismas consideraciones que se hicieron al tratar de las cortinas de losas de concreto armado apoyadas en machones.

La Angostura, Son. Cortina, vista desde aguas arriba



La Angostura, Son. Cortina, vista desde aguas arriba.

Un ejemplo de cortina de arcos múltiples es uno de los proyectos formados para la cortina de la presa de Valsequillo, Pue. Terminada la enumeración y descripción de las cortinas pasamos a los

DIQUES SECUNDARIOS

Cuando la elevación de algún puerto de los lomeríos que forman el vaso de almacenamiento de una presa sea menor que la elevación requerida para que el vaso tenga la capacidad proyectada, hay necesidad de construir en esos puertos diques secundarios.

A estos diques generalmente se les da un coronamiento cuya elevación sea menor que el coronamiento del dique principal con el objeto de ayudar a la seguridad del dique principal, pues es preferible que cuando el vertedor de demasías sea incapaz de dar el gasto de una creciente extraordinaria imposible de prever, el agua empiece a desbordar por un dique secundario el cual podrá destruirse y ayudar al vertedor a salvar la estructura principal. Ejemplo: Los diques secundarios de la presa de El Azúcar, Tamps.

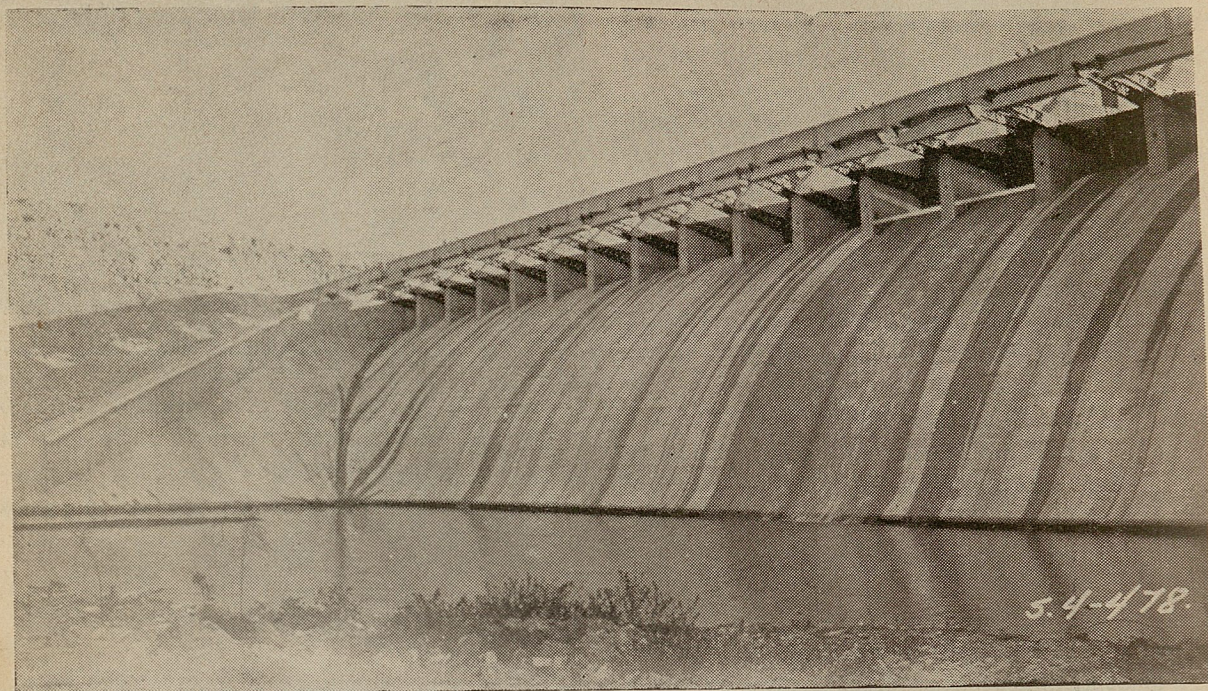
VERTEDOR DE DEMASÍAS

El vertedor de demasías es la obra que da paso a las aguas para impedir que desborde sobre la parte no vertedora de la cortina.

Un vertedor de demasías está esencialmente formado de las 4 partes siguientes:

- a). Canal de llegada.
- b). Cresta vertedora.
- c). Canal de descarga.
- d). Disipador de energía.

CANAL DE LLEGADA.—Este canal se excava desde un nivel poco inferior a la cresta



Don Martín, Coah. y Nuevo León. Vertedor de demasías.

vertedora con objeto de poderle dar a esta cresta la forma de cimacio que aumenta el coeficiente de gasto y por tanto la eficiencia del vertedor. Este canal sirve para dar salida a las aguas del vaso y, por lo tanto, debe estar libre de obstrucciones en su curso y tener un ancho igual a la longitud de la cresta vertedora y ampliarse hacia adentro del vaso. En caso de hacer curva la plantilla de este canal su curvatura deberá ser gradual, aumentándola al aproximarse a la cresta vertedora.

CRESTA VERTEDORA.—La cresta vertedora está formada por un cimacio cuyo perfil permitirá el buen funcionamiento hidráulico. La cresta vertedora puede ser libre o tener compuertas sobre ella. El objeto de las compuertas es aumentar la capacidad del vertedor sin tener la necesidad de aumentar la altura de la cortina.

Hay vertedores que tienen estas compuertas con funcionamiento automático; entre los tipos más usados de estas compuertas podemos nombrar los de Taintor, Stoney y Radiales. Ejemplos: vertedor de cresta libre el de la presa Madero en Huichapan, Hgo.; de vertedor con compuertas deslizantes el de la presa de La Angostura, Son. y de vertedor con compuertas radiales el de la presa Don Martín, Coah. (Por las circunstancias actuales se ha modificado el proyecto original del vertedor de la presa La An-

gostura, pues ahora es del tipo vertedor y de cresta libre.)

Se usan también sifones como vertedores de demasías aprovechándose principalmente las corrientes ya reguladas en vasos superiores, como en el caso de la presa de Rosetilla en el Distrito de Riego de Delicias, Chih.

CANAL DE DESCARGA.—El canal de descarga es el canal comprendido entre la cresta vertedora y el punto donde se arroja el agua a la barranca. Este canal deberá tener su curso libre de obstrucciones y el ancho de su plantilla deberá ser en la sección próxima a la cresta igual a la longitud de ésta, y podrá irse reduciendo aguas abajo pero nunca de manera que el agua quede obligada a represarse.

Sólo en el caso que exista roca donde el canal esté excavado no necesitará revestimiento; en los demás casos deberá revestirse para impedir la socavación, pues la velocidad del líquido en estos canales es mayor que la velocidad crítica y el régimen es turbulento, por lo cual las erosiones en tierra serían considerables. Como ejemplo de canal de eje normal a la presa podemos citar el del vertedor de la presa Madero, y como canal de plantilla curva el canal de descarga del vertedor de la presa de La Angostura, Son. Hay algunos casos en que el eje del canal de descarga es aproximadamente paralelo en planta a la cresta vertedora, este es el tipo

de vertedores con canal lateral. Ejemplos de vertedores con canales laterales, son el vertedor de la presa de Taxhimay, Edo. de México y el de la presa Alvaro Obregón, Edo. de S. L. P.

DISIPADORES DE ENERGIA.—Con el objeto de reducir la velocidad en el extremo del canal de descarga se emplean los dispositivos conocidos con el nombre de disipadores de energía. Unos de esos dispositivos aprovechan la circunstancia de que al producirse el salto hidráulico el tirante conjugado antes del salto tiene más energía que el tirante conjugado después del salto; en otros casos se recurre al empleo de umbrales dentados. En algunos casos basta alejar del extremo de los revestimientos la acción erosiva y entonces se emplean los umbrales deflectores.

Para la producción del salto hidráulico se emplean los llamados colchones hidráulicos que consisten en profundizar la plantilla del canal de descarga más abajo del fondo de la barranca, con objeto de que el tirante normal de la barranca sea igual al tirante conjugado después del salto. Para asegurar la producción del salto el colchón se excava a una profundidad un poco mayor que la indicada por el cálculo. Un ejem-

plo de disipador de energía con colchón hidráulico es el proyectado para la presa de Solís, Guanajuato, y ejemplo de umbral dentado el del vertedor de la presa Madero, Hgo. y de umbral deflector el del vertedor de San Ildefonso.

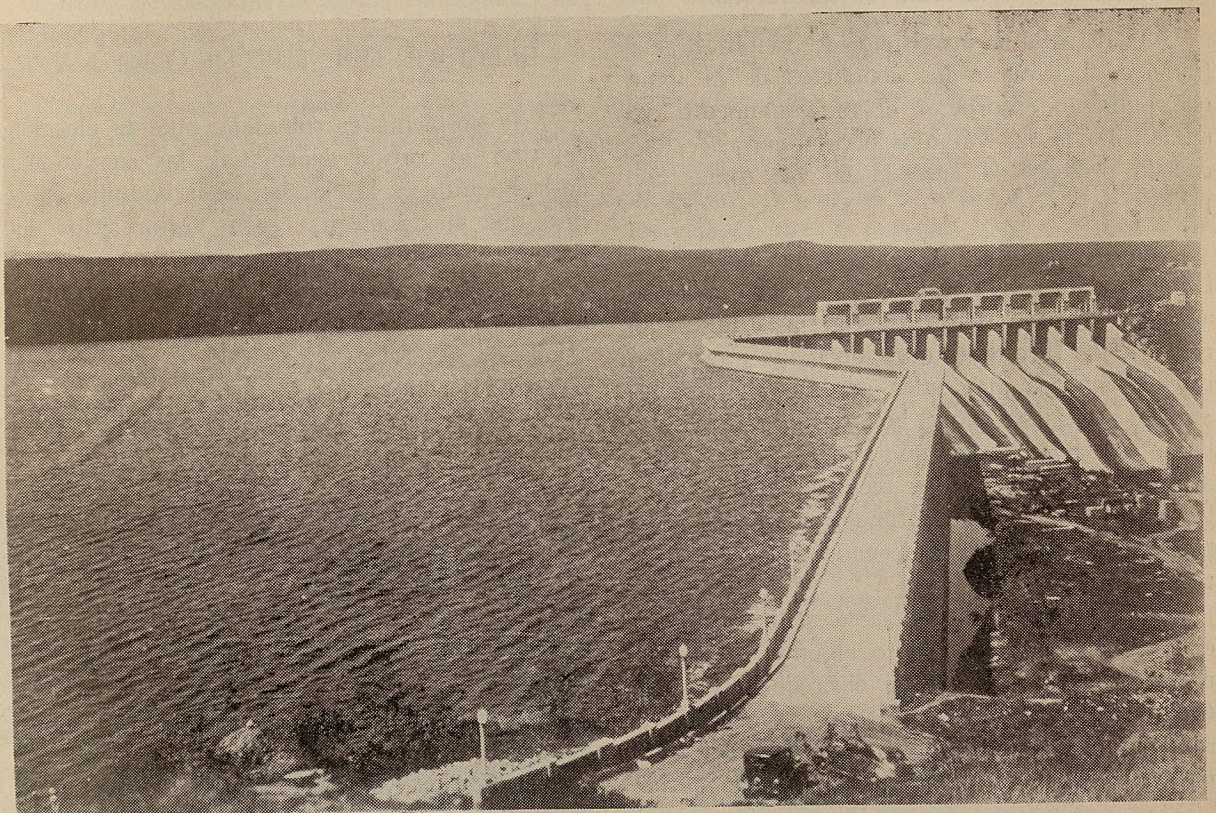
En algunos casos no existe ni el canal de llegada ni el canal de descarga. Cuando a la misma cortina se le hace una parte vertedora, bien en el centro o en uno de los lados contiguos a cualquiera de las márgenes.

OBRA DE TOMA

ALMACENAMIENTO PARA AZOLVES.—

Con el objeto de impedir que los azolves obstruyeran la entrada del agua a las obras de toma de una presa de almacenamiento, se colocan los orificios de la toma no en la parte más baja de la cortina sino a una cierta altura que permita un almacenamiento muerto destinado a los azolves. Como las variaciones de altura próximas a la parte baja de la cortina dan capacidades almacenadas, muy cortas con relación a las totales, pueden desprejarse y los orificios de la toma pueden localizarse bastante altos con relación a la parte más baja de la cortina.

Presa Rodríguez, Baja California. Vista General.



De distintos materiales en la sección, y
De diafragma.

Debemos elegir de entre ellos según las condiciones de lugar y la abundancia de materiales que en el sitio existan.

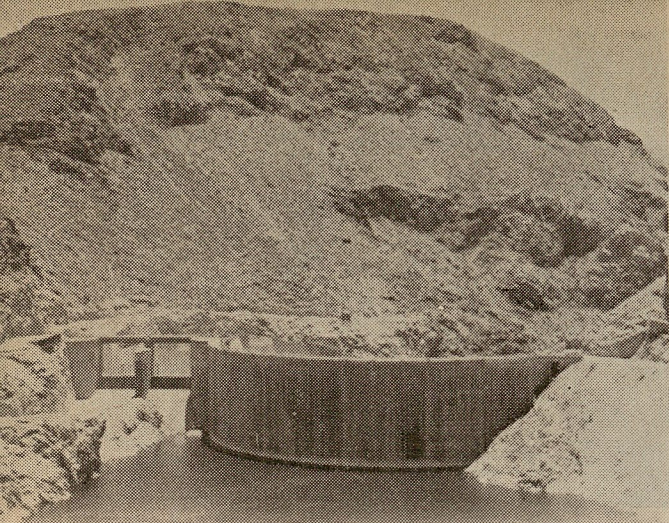
Cuando tengamos en abundancia material que reúna las condiciones de estabilidad y de impermeabilidad y el estrato en que se apoya el terraplén sea bastante impermeable, elegiremos el tipo de simple terraplén.

Cuando el material reúna solamente buenas condiciones de estabilidad pero no sea muy permeable y el estrato que consideramos impermeable no sea el más próximo a la superficie del suelo, usaremos también el tipo de simple terraplén, sólo que pondremos en el talud de aguas arriba una pantalla impermeabilizadora, el cual lo prolongaremos en forma de dentellón a través del estrato permeable hasta llegar al estrato que consideramos impermeable.

Cuando en el lugar encontramos material que reúna buenas condiciones de estabilidad pero poco impermeable y otros bastante impermeables pero poco estables, si es posible recurriremos a hacer una revoltura que nos dé material satisfactorio. Cuando esto no sea factible porque la preparación de tal material no resulte económica, podemos elegir el segundo tipo de cortinas, es decir, de distintos materiales en la sección.

Estas cortinas pueden apoyarse en terrenos relativamente permeables, sólo que en los estratos permeables se necesita profundizar los dentellones que pueden ser de concreto o de arcilla batida, hasta conseguir que el agua de filtraciones tenga un recorrido suficiente para que la velocidad de salida no sea capaz de arrastrar el material de la cimentación.

En la sección de la cortina se deberá colocar el material más impermeable en la zona de aguas arriba, para de esta manera proteger el resto del material más permeable de la cortina. Cuan-



La Angostura, Sin. Vista general de la cortina y vertedor. Aguas arriba.

Cuando la roca de cimentación es muy buena la altura máxima de la cortina está fijada por la resistencia de la mampostería que forma la cortina o en su caso por la resistencia del concreto ciclópeo; cuando la resistencia de éstos pueda mejorarse se podrá alcanzar mayores alturas.

Una *cortina de arco* debe elegirse cuando la roca que forma la boquilla sea resistente, la boquilla sea estrecha y la roca en las laderas sea también capaz de resistir los coccos del arco.

Tipo de cortinas de machones. En esta denominación se incluyen el tipo de cortina de losas apoyadas en machones, de arcos múltiples y de machones de cabeza, ya sea redonda o en forma de diamante.

Estos tipos requieren menos concreto que los tipos de presa de gravedad, y generalmente se pueden construir en menos tiempo y en algunos casos pueden ser más baratos, según el costo relativo del concreto y el concreto reforzado.

Las presas de machones son ventajosas cuando la cimentación es permeable; por tanto, la subpresión es un serio problema, porque la subpresión puede ser aliviada dejando salida libre al agua entre dos machones; tienen, además, la ventaja de que la pendiente de la cara de aguas arriba tenga una inclinación tal, que la resultante de todas las fuerzas en la cimentación quede próxima al centro de los machones; de esta manera se distribuyen mejor las presiones en el terreno de la cimentación.

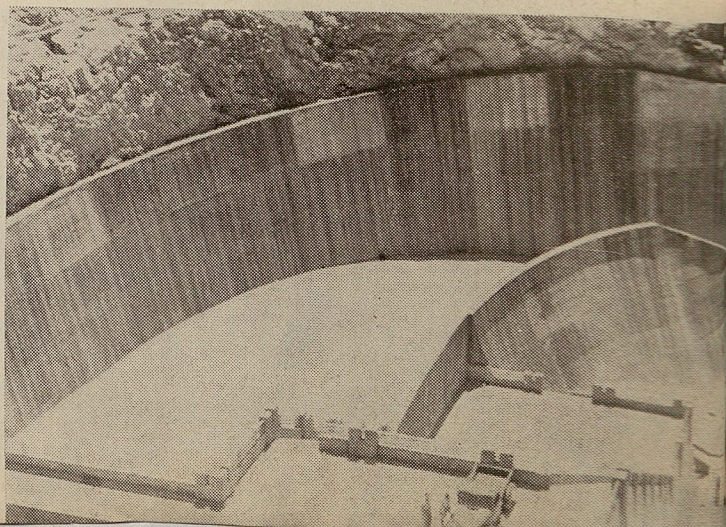
La elección de cada uno de los tipos que se han incluido como de machones se explicará al tratar el diseño de cada una de ellos.

DISEÑO DE CORTINAS DE TIERRA

ELECCION DEL TIPO DE CORTINA DE TIERRA.—Tres son los principales tipos de cortinas de tierra:

De simple terraplén,

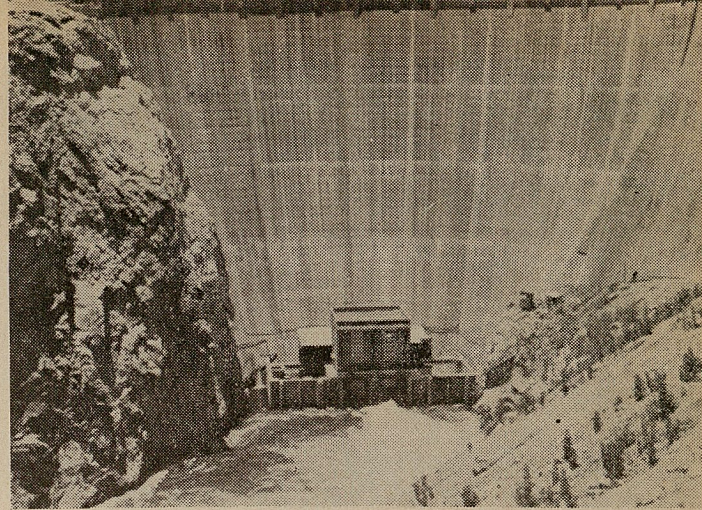
La Angostura, Son. Vertedor.



do no dispongamos de material que reúna buenas condiciones de impermeabilidad pero sí bastante estabilidad y el dique se apoye ya sea directamente o a una profundidad relativamente chica sobre una capa impermeable, se usa el tipo de cortina con diafragma impermeable. El diafragma deberá llegar en la cimentación hasta la capa impermeable.

En algunos casos es conveniente que el material que queda próximo al talud de aguas arriba sea permeable, porque cuando las variaciones del nivel del agua en el vaso son muy rápidas, el agua que ha saturado la parte menos permeable del terraplén se escurre hacia el lado de aguas arriba y puede ocasionar arrastre del material al menos permeable; por tanto, el material muy permeable del lado de agua arriba tiene por objeto servir de filtro para impedir el arrastre del material más impermeable y más ligero de la parte central del dique. Esta es la causa por la que en la cortina de la presa de El Palmito se puso material bastante permeable en el talud de aguas arriba.

En algunos casos no es homogéneo el material que forma toda la cimentación de una cortina de tierra. Así por ejemplo, en la presa de El Azúcar, se encontró en la cimentación una zona que se le llamó "De las Terrazas", de material muy permeable y ligero. Primero se pensó en mejorar la cimentación extrayendo el material de Las Terrazas y rellenándose éste con el material más impermeable, ya bien fuera con otros materiales más impermeables y compactos que hubiera en la región, o con el mismo material más compacto; pero después se resolvió compactar el mismo material sin extraerlo y para ello se hicieron inundaciones en la zona de Las Terrazas. Como el resultado práctico obtenido en la compactación de dicho material de cimen-



La Angostura, Son. Planta Hidroeléctrica.

tación no fué completamente satisfactorio, se proyectó ampliar la base del dique, para lo cual se hicieron más tendidos los taludes. Al talud de aguas arriba que tenía una inclinación de 2 a 1 y al aguas abajo, que tenía una inclinación de 3:1, se les dió una inclinación de 6:1.

RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO.—Para el diseño de cortinas de tierra deben considerarse los siguientes puntos:

- a). El peso de los materiales que formarán el terraplén.
- b). Permeabilidad de los materiales que formarán el terraplén.
- c). Estabilidad de los taludes.
- d). Permeabilidad del material de la cimentación.
- e). Protección de los taludes.

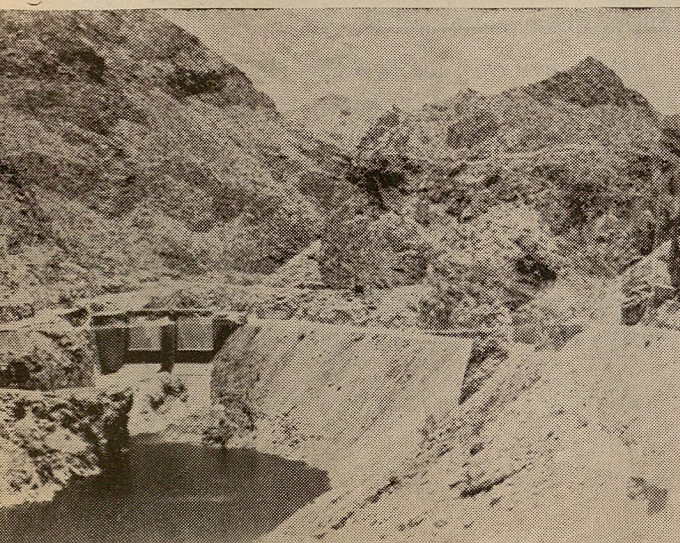
PESO DE LOS MATERIALES.—En la zona saturada del dique el peso del material disminuye en una cantidad igual al peso del volumen de agua desalojada por los granos del material; esto indica que para tener una buena estabilidad deben emplearse en la construcción del dique materiales de gran densidad.

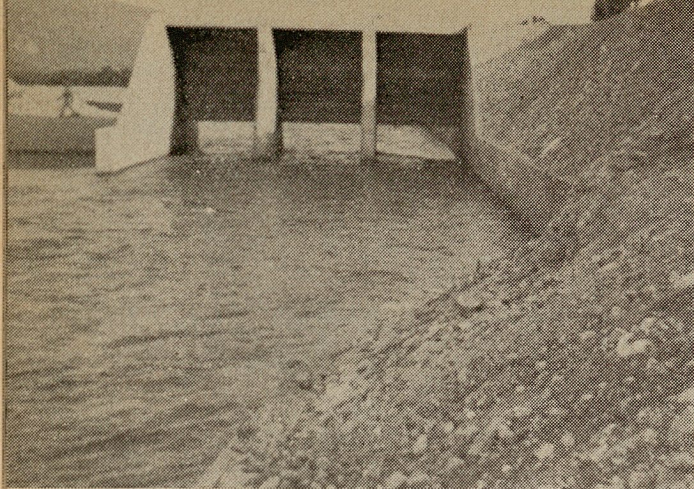
PERMEABILIDAD DE LOS MATERIALES.—Los materiales que forman el dique deben considerarse como permeables, aun cuando se hayan tomado precauciones especiales para su selección. La saturación del material del terraplén aumenta la tendencia al deslizamiento, la cual es una de las más apreciables posibilidades de falla. La falta de resistencia al deslizamiento se debe en parte a la pérdida de fricción entre los granos del material, y en parte a la pérdida de adhesión en el grano mismo.

La fricción es tanto más grande cuanto mayor sea el tamaño de los granos.

El agua en pequeñas cantidades aumenta la fricción pero en grandes cantidades la disminuye; con la adhesión sucede lo mismo.

La Angostura, Son. Vertedor, visto aguas arriba.





Distrito de Riego de Tehuantepec, Oax. Vista del desarenador, tomado aguas abajo, con las aguas del río pasando en su totalidad por éste.

De lo anterior se deduce: que un terraplén será más estable, cuando esté ligeramente humedecido, y menos estable cuando esté mojado; de ahí la conveniencia de colocar el material más impermeable en la zona de aguas arriba del terraplén, de tal modo que proteja el resto del material.

Ventajas de revolver varios materiales.—El peso y la estabilidad de la grava son satisfactorios, pero la grava carece completamente de impermeabilidad, la cual tiene comúnmente de 35 a 40% de vacíos.

La arena aunque menos porosa es menos estable y se afecta mucho al estar mojada.

La arcilla es relativamente impermeable, le falta peso y estabilidad para dar buenos resultados; se hincha al mojarse y se contrae cuando se seca, fracturándose.

Aunque existen serias objeciones para construir una cortina con uno sólo de estos materiales, se puede obtener un buen material para la construcción, haciendo una revoltura con proporciones adecuadas de cada uno de ellos.

Los vacíos de la arena los llena la arcilla y los de la grava la revoltura de arena y arcilla, y obtenemos un producto más estable y más pesado que la grava, y casi tan impermeable como la arcilla. Los materiales disponibles en el sitio de la cortina deben seleccionarse y mezclarse después para aproximarse lo más que se pueda a la revoltura ideal.

ESTABILIDAD DE LOS TALUDES.—

Cuando el material es grueso y los poros son grandes, es decir, cuando el material es muy permeable la línea de saturación casi no tiene pendiente, y a medida que vaya disminuyendo la permeabilidad, la pendiente de la línea de saturación irá aumentando. La pendiente de la

línea de saturación mide la resistencia que al peso del agua opone el terraplén.

El paso del agua a través de la cortina es debido al gradiente hidráulico dentro del terraplén. Este gradiente para un mismo desnivel entre la entrada y salida del agua es inversamente proporcional a la distancia horizontal que el agua tiene que recorrer; por tanto, mientras más permeable sea el material que forma el dique mayor tiene que ser la distancia horizontal para disminuir la velocidad de filtración y los taludes serán más tendidos cuando el material sea más permeable.

Hay que tener, además, en cuenta, al dar el talud el ángulo de fricción interna del material cuando se encuentre mojado.

PERMEABILIDAD DEL MATERIAL DE LA CIMENTACION.—La corriente de aguas a través de la cimentación de una cortina de tierra toma diferentes caminos de los que toma en el material de la cortina. Si el terraplén descansa sobre un terreno homogéneo, las líneas de corriente se aproximarán a una familia de elipses confocales, con su concavidad hacia arriba. Estas elipses no son perfectas debido a que el peso del dique aumenta del extremo de los taludes hacia la corona y estando el terreno más fatigado en ese lugar, el material es menos permeable; y también por las perturbaciones que en las líneas de corriente causa la presencia de dentellones.

La velocidad es mayor donde el recorrido es menor, y es máxima en la elipse más corta; por consiguiente, es máxima a la salida en la parte baja del talud de aguas abajo.

Si se tiene en cuenta la cimentación solamente, la colocación del dentellón aguas arriba del eje de la cortina es ventajosa, pero si el dique tiene una pantalla impermeable colocada en el centro, el dentellón debe estar directamente abajo de esta pantalla con objeto de asegurar una buena unión entre ambos.

Debe evitarse que la filtración en la cimentación sea capaz de producir arrastre de materiales debido a la velocidad de la corriente. La fuerza que actúa sobre una partícula debida a la velocidad de la corriente de filtración, debe ser menor que el peso de la partícula sumergida, para alargar el paso de filtración se recurre a colocar dentellones bajo la cimentación; y con objeto de evitar que se formen lloraderos al pie

del talud de aguas abajo, es conveniente colocar en esta región zanjas que se rellenarán con grava facilitando el drenado de esta zona del dique.

Las anteriores condiciones pueden expresarse todas ellas con relaciones matemáticas, pero la falta de una homogeneidad completa en los materiales hace poco precisa la determinación de las constantes que intervienen en las fórmulas, por eso es más recomendable seguir los métodos indicados por la experiencia.

Para dar las dimensiones de una cortina de tierra se debe tener en cuenta los tres puntos siguientes:

1. Anchura de la corona.
2. Inclinación de los taludes.
3. Bordo libre.

ANCHO DE LA CORONA.—Este ancho varía de acuerdo con la altura e importancia de la cortina; para presas chicas cuya altura no pase de 9 metros la corona se construye de 3 metros, para alturas mayores, se usa la fórmula empírica siguiente:

$$a = \sqrt{h + 0.2h}$$

a ± ancho de la corona.

h = altura máxima de la cortina.

INCLINACION DE LOS TALUDES.—El talud de aguas abajo varía de 2 : 1 a 2½ : 1, según las características del material y la altura de la cortina.

El talud de aguas arriba por lo general varía de 2.5 : 1 a 3 : 1, de acuerdo con las características del material, la altura de la cortina y la clase de protección que llevará contra el oleaje.

En algunos casos en presas muy altas se construyen bermas en los taludes.

BORDO LIBRE.—Se llama bordo libre a la parte de la cortina comprendida entre el nivel máximo de las aguas y la corona.

El bordo libre se proporciona de tal manera que impida desbordamientos debidos al oleaje.

Para el cálculo de la altura de la ola se recomienda la siguiente fórmula de Wolf:

$$H = (0.005V - 0.068) \sqrt{F}$$

en que:

H = Altura de la ola en metros.

V = Velocidad del viento en kilómetros por hora.

F = "Fetch" en kilómetros. [(arribada) = fetch].

Esta fórmula de Wolf es preferible a las que se usaban anteriormente debidas a Stevenson y otros autores, porque contiene a las tres variables, altura de la ola, velocidad del viento y fetch, en tanto que las fórmulas anteriores sólo ligaban a dos de estas variables.

Además de la altura de la ola hay que aumentar el bordo libre para lo que la ola pueda subir en el talud antes de reventar.

A continuación se da una tabla de las dimensiones recomendables, ya empleadas, con márgenes un poco amplios.

Altura de la cortina Mts.	Talud de aguas abajo	Talud de aguas arriba	Bordo libre Mts.
6	2:1	2.5:1	1.5
9	2:1	2.5:1	1.8
12	2:1	2.75:1	1.8
15	2:1	2.75:1	2.1
18	2.5:1	3:1	2.4
21	2.5:1	3:1	2.4
24	2.5:1	3:1	2.7
27	2.5:1	3:1	2.7
30	2.5:1	3:1	3.0

PROTECCION DE LOS TALUDES.—El talud de aguas arriba debe protegerse contra el oleaje y sólo para el escurrimiento de las aguas de lluvia y la acción sólida al talud de aguas abajo.

Comúnmente se usan 4 tipos de protección para el talud de aguas arriba que son los siguientes:

- a). Zampeado seco.
- b). Pavimento de piedra con mortero en las juntas.
- c). Revestimiento con losas de concreto.
- d). Petrolización.

Estos revestimientos deben colocarse después de que el terraplén se haya consolidado, con el fin de que los asentamientos los afecten lo menos posible.

Zampeado seco.—Esta protección se hace colocando una capa de grava o roca triturada en el talud, de un espesor de más o menos 90 centímetros y sobre esta capa se colocan acomodados a mano los peñascos o blocks de roca triturada. Estos peñascos o blocks de roca triturada tendrán dimensiones próximas a 50 centímetros y se acomodarán procurando que los

huecos que queden entre sus aristas sean lo más chicos posible.

Pavimento de piedra con mortero en las juntas.—Se procede en la forma descrita para el zampeado, solamente que los huecos que quedan entre las aristas de los blocks se rellenan con mortero de concreto. Esta forma de revestimiento del talud mojado es muy durable y satisfactoria.

Revestimiento de losas con concreto.—En donde la roca y la grava no se encuentran con abundancia se reviste el talud de aguas arriba con un delantal de concreto armado formado por losas cuyo espesor varía de 10 a 15 centímetros. Estas losas se refuerzan con varillas en ambas direcciones con el fin de impedir los agrietamientos debidos a los cambios de temperatura. Las losas son cuadradas o rectangulares y sus dimensiones varían de 6 a 15 metros. En los extremos de cada losa se hacen juntas elásticas para dar libertad a los movimientos de las losas causados por las variaciones de temperatura y por los asentamientos del terraplén.

Revestimiento petrolizado.—Cuando la cortina no es de gran altura y el petróleo es barato en la región, se protege el talud con una capa petrolizada totalmente incorporada a la superficie del terraplén, esta protección es aceptable si el talud no es muy vertical.

PROTECCION DEL TALUD DE AGUAS-ABAJO.—Esta protección tiene por objeto evitar la erosión producida principalmente por las aguas de lluvia y algunas veces por el viento.

Consiste esta protección en una capa de grava de 30 centímetros aproximadamente a lo largo de todo el talud de aguas abajo. En algunos casos en que no se encuentre grava en las cercanías, se siembran en el talud plantas con raíces fuertes que lo protejan de la erosión.

Esté talud debe protegerse también drenando las laderas adyacentes con conductos resistentes a la erosión.

DISEÑO DE CORTINAS DE ENROCAMIENTO.—Los puntos esenciales que se deben tomar en cuenta al diseñar una presa de enrocamiento son los siguientes:

- a). Una cimentación bastante impermeable.
- b). Una buena roca compacta.
- c). Taludes apropiados.
- d). Delantal totalmente impermeable.
- e). Un bordo libre grande.

f). Capacidad amplia en la descarga del vertedor de demasías.

Las presas de enrocamiento se construyen generalmente sobre una cimentación de roca sana que proporcione un buen apoyo a la masa de enrocamiento, y también una buena impermeabilidad.

Cuando la roca presenta ligeros agrietamientos se recurre a impermeabilizarla por medio de inyecciones de lechada de cemento, pero esto último debe ser hecho con cautela, pues hay veces que las grietas de la roca que al parecer son pequeñas, se les hace un inyectado abundante de lechada de cemento, y a pesar de ello no se consigue la impermeabilidad necesaria.

Para una cortina de enrocamiento se emplea material rocoso cuya obtención es fácil en las cercanías de la cortina.

Estos materiales deben ser sanos, es decir, que no se desintegren fácilmente por su exposición a la intemperie; por lo general se emplean peñascos basálticos, graníticos, de cualquier roca de origen volcánico, o de calizas, obtenidos por medio de explosiones en las inmediaciones de la cortina.

Especial cuidado debe tenerse para que los explosivos no perjudiquen las condiciones de impermeabilidad y de estabilidad del material que nos sirve de apoyo a la cortina.

El material obtenido por las explosiones está formado por fragmentos angulosos de varios tamaños, pudiéndose emplear los muy grandes, dependiendo del equipo que se elija para la construcción.

Ancho de la corona.—El ancho de la corona de una cortina de enrocamiento, se proporciona de acuerdo con la altura máxima de la misma cortina; comúnmente se le da al coronamiento una anchura que varíe de un décimo a un quinto de la altura máxima y tendrá un mínimo de 3 metros.

Antiguamente a este tipo de cortina se les consideraba que sólo podrían tener una altura máxima de 30 metros, pero en la actualidad las alturas que llegan a 100 metros o poco más, se consideran factibles.

Uno de los puntos más importantes en el diseño de una presa de enrocamiento, es darle taludes que no se derrumben o deslicen bajo la presión hidrostática, lo cual no siempre es fácil de determinar de antemano.

El ángulo de reposo para diferentes materias varía bastante; por consiguiente se deben ejecutar pruebas para obtener el ángulo de reposo apropiado y después de obtenido dicho ángulo usarlo en el diseño; sin embargo, para casos generales, podrá considerarse como una buena práctica darle al talud de aguas abajo 1.3 : 1.

El talud de aguas arriba es menos tendido que el de aguas-abajo, aunque siempre debe ser lo suficientemente tendido para impedir deslizamientos.

En la práctica estos taludes varían de $\frac{1}{2}$ a 1 y 1 : 1, usándose más comúnmente el de 1.75 : 1.

En las cortinas altas se acostumbra hacer los taludes más tendidos, en los niveles bajos.

Con el fin de evitar derrumbes se revisten los dos taludes con peñascos colocados a mano.

Delantal impermeable.—Otro elemento muy importante para la seguridad de una cortina de enrocamiento, es la impermeabilidad del delantal que se coloca sobre el talud de aguas arriba. Hay varios tipos de estas pantallas impermeables.

En las presas más antiguas, esta pantalla se hacía de mampostería y tenían un talud bastante inclinado. En algunos casos la pantalla impermeabilizante se ha colocado en el centro de la cortina y a lo largo de la presa, formando un corazón.

También se ha empleado para la construcción de estas pantallas, tabloncillos de madera, una lámina de acero remachada sobre viguetas.

En algunos casos, se ha empleado el tipo mixto en la sección, poniendo tierra en el lado de aguas arriba de la pantalla central y enrocamiento en el lado de aguas abajo. Como un ejemplo de esta manera de construir, podemos citar la presa Requena en el Distrito de Riego del río Tula, en que la pantalla central es de tipo celular.

En la actualidad estas pantallas se construyen de concreto apoyadas sobre una capa hecha del mismo enrocamiento, en que el material se ha colocado a mano, en el talud de aguas arriba.

La práctica más usual es colocar la pantalla en el talud de aguas arriba y prolongar ésta en un dentellón, al pie del talud.

Estos delantales deben hacerse en losas de concreto armado tal como se ha hecho en la presa Madero, en Huichapan, Hgo.

El vertedor de demasías debe diseñarse para una amplia descarga y el bordo libre debe ser bastante amplio.

Ejemplos de cortinas de enrocamiento: cortinas de San Ildefonso, Querétaro; Taxhimay, Edo. de México; Francisco I. Madero, Edo. de Hidalgo; Cointzio, Edo. de Michoacán.

DISEÑO DE CORTINAS DE MAMPOSTERÍA

Las cortinas de mampostería generalmente se construyen del tipo gravedad, es decir: que el empuje hidrostático y la subpresión deben ser contrarrestados por el peso del material que forma la cortina; por lo cual es conveniente elegir materiales de gran densidad para la construcción de estas cortinas.

Los puntos esenciales que se deben tener presentes al diseñar una cortina de tipo gravedad, son los siguientes:

1º Asegurar la imposibilidad de volteamiento.

2º Asegurar la imposibilidad de deslizamiento.

3º Que los esfuerzos, tanto en el terreno de la cimentación como en la masa misma de la cortina, no pasen de los esfuerzos de trabajo aceptados.

Para cerciorarse de la estabilidad de una cortina de mampostería, se hacen análisis en planos horizontales a distintas alturas.

Imposibilidad de volteamiento.—Para que no haya volteamiento bastaría que la resultante de las fuerzas siguientes: empuje hidrostático, subpresión y peso propio de la cortina, no salga de la base de sustentación.

Pero como los materiales con que se hacen las cortinas tipo gravedad, mampostería o concreto ciclópeo, no se les considera capaces de absorber esfuerzos de tensión, éstos esfuerzos deben ser evitados. Si se permitieran esfuerzos de tensión esto podría hacer que se produjeran grietas, por las cuales entraría el agua con toda la presión hidrostática que tenga en el lugar de la grieta; esto ocasiona un aumento muy considerable en la subpresión, lo que haría que la resultante llegase a salir de la base de sustentación, ocasionando el volteamiento de la cortina.

Por lo que acabamos de decir, se ve que para tener seguridad en la imposibilidad de volteamiento, hay que evitar los esfuerzos de tensión en la cortina, para lo cual basta que la resultante

de las fuerzas antes citadas no salgan del tercio medio como se verá en la deducción siguiente:

Cuando en la sección de un prisma hay una compresión y un momento flexionante y se supone que el material del prisma obedece a la hipótesis de Navier y a la ley de Hooke, tenemos que los esfuerzos máximos y mínimos en la sección, están dados por la fórmula siguiente:

$$\phi = \frac{W}{B} \pm \frac{M \frac{B}{2}}{I}$$

(En el supuesto de que la anchura del prisma sea igual a la unidad) y donde

ϕ = Esfuerzos máximo o mínimo en la sección.

W = Fuerza de compresión en el prisma (en el caso de una cortina tipo gravedad representa la suma algebraica de las fuerzas verticales).

B = Espesor del prisma, en nuestro caso el espesor de la cortina.

I = Momento de inercia de una sección rectangular (en nuestro caso momento de inercia de la sección de la cortina en el plano horizontal que se analiza).

$$I = \frac{B^3}{12}$$

M = Momento flexionante en la sección.

$M = We$.

por tanto se tiene que:

$$\phi = \frac{W}{B} \pm \frac{We}{B^2/6}$$

ahora, haciendo el esfuerzo mínimo igual a 0 se tiene:

$$0 = \frac{W}{B} - \frac{We}{B^2/6}$$

Dividiendo los dos términos de la ecuación por W queda:

$$0 = \frac{1}{B} - \frac{e}{B^2/6}$$

multiplicando los dos términos de la ecuación por B e igualándolos, queda:

$$1 = \frac{e}{B/6}$$

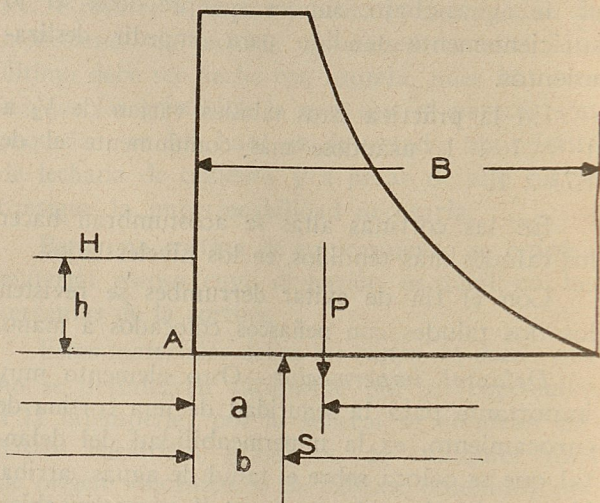
de donde:

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

Siendo e la excentricidad, esto quiere decir

que la resultante debe estar en el límite del tercio central, para que no haya tensiones.

Manera de fijar la colocación de la resultante en una cortina.—Se toman momentos con relación al eje, que se determina por la intersección del paramento de aguas arriba y en el plano horizontal en que se hace el análisis (punto A de la figura).



H = Empuje hidrostático.

h = Distancia vertical de A a la línea de acción de H.

P = Peso de la parte de cortina arriba del plano horizontal donde se hace el análisis.

a = Distancia horizontal entre la línea de acción de P y A.

S = Subpresión.

b = Distancia horizontal del centro de empuje de la subpresión a A.

B = Ancho de la cortina en la sección donde se hace el análisis.

(Ver estas fuerzas y dimensiones en la figura).

Tenemos que la distancia a la resultante de A, es:

$$X = \frac{Hh + Pa - Sb}{P - S}$$

y como ya demostramos, para que no haya tensiones es necesario que:

$$X \leq \frac{2}{3}B \quad \text{Con la presa llena.}$$

$$X \geq \frac{1}{3}B \quad \text{Con la presa vacía.}$$

Este análisis se hace en secciones horizontales a distintas alturas de la cortina, empezando

por las más altas. Una vez que la sección ha quedado calculada, se sigue con la inmediata inferior y así hasta terminar.

Imposibilidad de deslizamiento.—Para asegurarse que no hay deslizamientos se debe verificar la siguiente ecuación:

$$\frac{H}{P-S} = \text{tg. } f.$$

Siendo f el ángulo de fricción.

Debe tenerse presente que la inclinación de la cimentación influye considerablemente en el deslizamiento; cuando la inclinación desciende hacia aguas abajo, aumenta la posibilidad de deslizamiento en tanto que cuando la roca de cimentación desciende hacia aguas arriba, disminuye la posibilidad del deslizamiento.

Esfuerzos en el terreno de la cimentación y en la masa de la cortina.—Los esfuerzos verticales en la cimentación se calculan por la fórmula:

$$\phi = \frac{W}{B} \pm \frac{W e}{B^2/6}$$

pero en la masa de la cortina los esfuerzos máximos que se originan no son verticales.

Para un punto dado en el interior de la cortina hay dos planos perpendiculares entre sí, en uno de los cuales ocurre el máximo esfuerzo normal, y en el otro el mínimo, dichos esfuerzos se llaman esfuerzos principales y con este nombre se encuentran estudiados en algunos Tratados de Diseño de Cortinas, tales como Design of Dams, de Hanna and Kennedy; el Wegmann y en los Transactions, estudio Núm. 1107 de William Cam.

En dichos tratados se demuestra que el esfuerzo máximo ocurre en el paramento seco y que es igual al esfuerzo vertical calculado, para ese punto, dividido entre el cuadrado del coseno del ángulo δ que dicho paramento forma con la vertical en el punto considerado.

$$\phi_{\text{máx}} = \frac{\phi_{\text{vert}}}{\cos^2 \delta}$$

VALUACION DE LAS FUERZAS

Se supone que se toma una faja de un metro de ancho.

El empuje hidrostático "H" está dado por la fórmula siguiente:

$$H = \frac{1}{2} w y^2$$

en que:

w = Peso volumétrico del líquido considerado:

1,000 Kg./m³. para el agua.

y = Altura del agua sobre el plano que se analiza.

Para la valuación del peso de la cortina "P" se tiene que el peso volumétrico de la mampostería varía de 1,800 a 2,600 kg./m³. Para mampostería de rocas comunes se puede aceptar para el diseño un valor medio de 2,000 Kg./m³.

P = AD.

A = Area de la sección de la cortina.

D = Peso volumétrico de la mampostería.

Valuación de la subpresión "S".—La subpresión total se obtiene multiplicando el promedio de la subpresión unitaria en el paramento de aguas arriba y en el paramento de aguas abajo, por el área de la sección horizontal de la cortina y por el coeficiente "C" de porosidad de la roca de cimentación o del material de que está hecha la cortina.

Si el terreno de la cimentación está formado por material de gran cohesión, la subpresión en la cimentación quedará valuada multiplicando el promedio de la presión hidrostática al pie del paramento de aguas arriba y el valor que tenga la subpresión en la intersección del paramento de aguas abajo con el terreno, por el área de la cimentación y por el coeficiente de porosidad.

El valor de la subpresión al pie del paramento de aguas abajo, se calcula valiéndose de la caída de carga que se necesita para dar la corriente de filtración. (Ver paso de filtración de Bligh.)

Cuando el material de la cimentación no tiene cohesión, el coeficiente de porosidad es igual a uno.

La subpresión total queda representada por un trapecio, por tanto, para encontrar el punto de aplicación de la subpresión basta encontrar el centro de gravedad del trapecio representativo y llevar por este punto una vertical hasta encontrar la cortina.

Con objeto de aliviar la subpresión y de poder inspeccionar el interior de la cortina, se construye cerca del paramento de aguas arriba una galería que recoge las aguas de filtración. Esta galería hace también factible la inspección del interior de la cortina para ver si no hay producción de grietas; si la filtración a través de la cortina no es muy grande, se podrán tapar las

grietas de la cimentación mediante inyecciones de mortero de cemento, colocadas desde la galería.

Respecto al deslizamiento se le da a t_g el valor de 0.6 para la unión entre la mampostería y la roca, y hasta 0.75 cuando la cortina de gravedad se haya hecho de concreto ciclópeo.

El perfil ideal de una sección de gravedad sería un triángulo cuya base $B = \frac{H}{\sqrt{D-C}}$ (la

significación de las literales de la fórmula ya quedó indicada en fórmulas anteriores), siempre que la subpresión aguas abajo sea cero, pero debido a que en la parte superior de las cortinas los esfuerzos son mayores, ya sea por la fuerza dinámica de las olas o en los climas fríos por la producción de hielo en la superficie, se hace la parte superior bastante ancha dando lugar a la formación de la corona.

A la corona de la cortina generalmente se le da un ancho de 15% de su altura máxima, cuando ésta es menor de 15 metros, con un mínimo de 50 centímetros; cuando la altura máxima de la cortina es mayor de 15 metros se le da a la corona un ancho igual a la raíz cuadrada de la altura máxima.

Como guía para darle las dimensiones a una cortina de tipo gravedad, se emplean las dimensiones que en casos semejantes la experiencia ha demostrado que son eficientes, y que el análisis de los esfuerzos que se producen en la cortina indica que tales esfuerzos son satisfactorios para los materiales con que se haya hecho la mampostería o el concreto ciclópeo de la cortina. Como modelo de secciones para cortinas del tipo de gravedad se cita la sección Wegmann, la sección Crugnola, etc.

Este tipo de cortinas puede usarse como vertedor, dándole una forma adecuada.

Para las secciones vertedoras se hacen las mismas consideraciones que se describieron al tratar de una sección no vertedora y se le da a la sección vertedora un perfil tal que dé un buen escurrimiento. El perfil Creager es muy usado en las secciones vertedoras (véase en vertedores de demasías). El análisis de una sección vertedora muestra que en las proximidades de la parte superior o sea en la cresta, hay tendencia al deslizamiento y para resistir esta tendencia es necesario poner refuerzo metálico.

Se debe tener presente que los esfuerzos en una cortina aumentan en la proximidad de los huecos, por esto se reforzarán las proximidades de las oquedades que se dejen en una cortina, tal como acontece con las oquedades donde se piensa alojar las tuberías de toma. (Véase el párrafo 8-20 de Design of Dams, por Hanna and Kennedy.)

Una manera de poder apreciar las condiciones de trabajo en todo el material que forma la cortina, tanto con la presa llena como vacía, es haciendo la composición de las fuerzas gráficamente para cada una de las secciones horizontales; se debe tener, en toda cortina que la línea de presiones no salga del tercio central, lo cual asegura que no hay esfuerzos de tensión.

Como ejemplo de presa de tipo gravedad construida por la Comisión Nacional de Irrigación, se cita la cortina de la presa del Gallinero, en el Estado de Guanajuato.

Bibliografía Masonry Dams Greager; Design of Dams por Hanna and Kennedy. Volumen VI de Irrigación en México, 1933. Design and construction of dams. Wegmann.

CORTINAS EN ARCO

Cuando el eje de una cortina sigue una línea curva (generalmente un arco de círculo), esa cortina queda clasificada dentro de las cortinas en arco.

Teniendo en cuenta la manera como transmiten las presiones a la cimentación, a las cortinas en arco se les subdivide en dos tipos. Estos tipos son:

- 1º Cortinas de arco simple.
- 2º Cortinas de arco gravedad.

Cortinas de arco simple.—Cuando la boquilla en la que se construye la cortina es estrecha, el trabajo de transmisión de las presiones se hace en su totalidad a las paredes del cañón por empujes horizontales, coceos de los arcos y constituye este caso una cortina de arco simple.

Cortina de arco gravedad.—Cuando por las condiciones propias de la boquilla y los espesores de la cortina el material trabaja en parte por gravedad, como en un perfil ordinario de gravedad, y en parte como arco, las cargas se reparten entre los elementos verticales y horizontales de la cortina; de tal modo que tanto las

paredes del cañón como el fondo del mismo reciben presiones y esfuerzos transmitidos por los elementos verticales de la cortina (que constituyen los cantilevers), aliviando en su trabajo a los elementos horizontales o sean los arcos; en estas condiciones la cortina queda clasificada dentro de la designación de cortina de arco gravedad.

Las cortinas de arco simple, no son estructuras en las que el material esté imposibilitado para trabajar por gravedad, sino que la capacidad de trabajo en estas condiciones es tan pequeña, que en el diseño de la cortina no se toma en consideración.

Esta clase de cortinas se calcula bajo la suposición fundamental que todas sus secciones de trabajo son exclusivamente arcos (secciones horizontales limitadas por las caras de aguas arriba y aguas abajo de la cortina y dos planos horizontales separados una unidad).

Se eligen anillos de arco o arcos representativos de la cortina a elevaciones determinadas, que para facilidad se toman equidistantes unos de otros, y se calculan sus esfuerzos con las condiciones de carga que le corresponda dentro de la cortina para establecer el estado de esfuerzo de la estructura.

Las condiciones de carga que deben tomarse en cuenta al estudiar un arco son: la carga total de agua de acuerdo con la elevación que el arco ocupe en la cortina, y por los cambios de temperatura que se producen en él, ocasionados por los cambios de la misma en el medio ambiente, los cuales originan esfuerzos que son de consideración, principalmente cuando éstos cambios de temperatura son grandes y bruscos; siendo su efecto el más notable en las estructuras delgadas.

Los arcos circulares pueden ser de dos clases:

- a). Espesor uniforme.
- b). Espesor variable.

La relación del espesor del arco al radio de la línea media es una característica en el estudio de los arcos, y por esta relación se dividen en arcos gruesos y en arcos delgados.

Arcos delgados.—Arcos delgados son aquellos en que por ser pequeña la relación antes citada, no se cometen errores apreciables, al considerar constante la longitud de las fibras comprendidas entre dos secciones radiales desde el extradós hasta el intradós, que la Ley de Distribu-

ción de los Esfuerzos es lineal y que la fibra neutra se confunde con la fibra media. Están dentro de esta agrupación los arcos que tienen la relación citada menor o igual a 0.20.

Arcos gruesos.—Cuando la relación del espesor del arco al radio medio, es mayor de 0.20 hay que tomar en consideración la desigual longitud de las fibras del extradós al intradós y como consecuencia de ello, al eje neutro se desaloja de la fibra media del arco y la Ley de Distribución de los Esfuerzos no es lineal sino hiperbólica.

Cálculos de arcos delgados de espesor uniforme.—De acuerdo con las fórmulas de Hanna. (Véase *Desing of Dams* by Hanna and Kennedy.)

$$N_{\phi} = p'r - (p'r - N_c) \cos \phi \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{\phi} = -r (p'r - N_c) \left(\frac{\sin \phi_a}{\phi_a} - \cos \phi_1 \right) \dots\dots\dots (2)$$

$$V_{\phi} = - (p'r - N_c) \sin \phi \dots\dots\dots (3)$$

N_{ϕ_1} = El empuje en una sección que forma un ángulo ϕ_1 con la corona del arco. (La corona del arco es la parte central del arco.)

N_c = Empuje en la corona del arco.

M_{ϕ_1} = Es el momento en una sección que forma un ángulo ϕ_1 con la corona del arco.

V_{ϕ_1} = La fuerza cortante en una sección que forma un ángulo ϕ_1 con la corona del arco.

p' = Presión unitaria del agua en el eje neutro.

p = Presión unitaria del agua en la cara de aguas arriba o sea en el extradós del arco.

R = Radio del extradós del arco.

r = Radio del eje neutro del arco.

t = Espesor del arco medido radialmente.

$R_1 = R - t$ = Radio del intradós del arco.

Se tiene que:

$$p'r = pR$$

El valor

$$p'r - N_c = \frac{Kp'rt^2}{12r^2} y$$

$$K = \frac{2 \sin \phi_a}{\left(1 + \frac{t^2}{12r^2}\right) \left(\phi_a + \frac{\sin 2\phi_a}{2}\right) - \left(\frac{1 - \cos^2 \phi_a}{\phi_a}\right)} + \frac{t^2 \left(\phi_a - \frac{\sin 2\phi_a}{2}\right)}{4r^2} \dots\dots\dots (4)$$

El cálculo de los esfuerzos en las secciones se hará conforme a la siguiente fórmula:

$$f = \frac{N}{t} \pm \frac{6M}{t^2} \dots\dots\dots (5)$$

Usando el signo + para los esfuerzos en el extradós y el signo - para los esfuerzos en el intradós.

Influencia de la temperatura.—Para obtener los esfuerzos debidos a los cambios de temperatura se emplean las fórmulas:

$$N_{\phi_1} = \frac{K}{12} EcTt \left(\frac{t}{r}\right)^2 \cos \phi_1 \dots\dots\dots (6)$$

$$M_{\phi_1} = -\frac{K}{12} EcTt \left(\frac{t}{r}\right)^2 r \left(\cos \phi_1 - \frac{\sin \phi_a}{\phi_a}\right) \dots\dots (7)$$

$$V_{\phi_1} = \frac{K}{12} EcTt \left(\frac{t}{r}\right)^2 \sin \phi_1 \dots\dots\dots (8)$$

que dan el empuje, el momento y la fuerza cortante en una sección que forme un ángulo ϕ_1 con el plano vertical que pasa por la corona.

E = Módulo de elasticidad del material.
C = Coeficiente de dilatación del material.
T = Variación de la temperatura en el material con relación a la temperatura media anual; para un ascenso se considera positiva esta variación y para un descenso negativa.

Los esfuerzos se calculan empleando también la fórmula (5).

Cálculo de arcos gruesos de espesor uniforme.—Para los arcos gruesos Hanna da las siguientes fórmulas:

$$N_{\phi_1} = pR - (pR - Nc) \cos \phi_1 \dots\dots\dots (9)$$

$$M_{\phi_1} = -r_n (pR - Nc) \left(\frac{\sin \phi_a}{\phi_a} - \cos \phi_1\right) \dots\dots (10)$$

$$V_{\phi_1} = - (pR - Nc) \sin \phi_1 \dots\dots\dots (11)$$

Las literales tienen las mismas significaciones que para los arcos delgados que ya se dieron al explicar las fórmulas 1, 2 y 3.

r_n = Radio de la fibra neutra y se obtiene por la fórmula:

$$r_n = \frac{t}{\log_e \left(\frac{R}{R-t}\right)} \dots\dots\dots (12)$$

$$pR - Nc = \frac{K' pR}{12} \dots\dots\dots (13) \text{ y}$$

$$K' = \frac{\frac{2t^2}{r_n^2} \sin \phi_a}{\left(1 + \frac{t^2}{12r_n^2}\right) \left(\phi_a + \frac{\sin 2\phi_a}{2}\right) - \frac{1 - \cos 2\phi_a}{\phi_a} + \frac{t^2}{4r_n^2} \left(\phi_a - \frac{\sin 2\phi_a}{2}\right)} \dots\dots\dots (14)$$

para estimar los esfuerzos se tienen las fórmulas:
Esfuerzos en el extradós.

$$f_c = \frac{Nr_n}{Rt} + \frac{Mr_n \left(\frac{t}{2} + c\right)}{RI} \dots\dots\dots (15)$$

Esfuerzos en el intradós

$$f_i = \frac{Nr_n}{(R-t)t} - \frac{Mr_n \left(\frac{t}{2} - c\right)}{(R-t)I} \dots\dots (16)$$

En estas fórmulas c es igual a la separación entre la fibra media y la fibra neutra.

$$c = r - r_n \dots\dots\dots (17)$$

I = Momento de inercia de la sección que sin gran error puede ser igual a

$$I = \frac{t^3}{12} \dots\dots\dots (18)$$

Influencia de la temperatura.—El empuje, el momento y la fuerza cortante de una sección cualquiera que forme un ángulo ϕ_1 con el plano vertical que pasa por la corona se obtiene empleando las fórmulas

$$N_{\phi_1} = \frac{K'}{12} Ec T t \cos \phi_1 \dots\dots\dots (19)$$

$$M_{\phi_1} = \frac{K'}{12} Ec T t r_n \left(\cos \phi_1 - \frac{\sin \phi_a}{\phi_a}\right) \dots\dots (20)$$

$$V_{\phi_1} = \frac{K'}{12} Ec T t \sin \phi_1 \dots\dots\dots (21)$$

Los esfuerzos por temperatura se obtienen empleando las fórmulas 15 y 16.

En el diseño de una cortina en arco se facilita mucho las aproximaciones para el arco más económico y que mejor se adapte a la topografía empleando las gráficas del memorándum técnico número 37 de la Comisión Nacional de Irrigación.

Estas gráficas dan los esfuerzos en el arranque y en la corona para el extradós y el intradós de un anillo de arco definido por su relación $\frac{t}{r}$ y por el ángulo ($2\phi_A$) total entre los arranques.

Unas gráficas son para variaciones de temperatura de -10°C . y las otras para carga de agua de 10 metros, cuando los anillos del arco son de espesor variable, el cálculo de cada anillo se complica grandemente y entonces hay que proceder por sumas de dovelas en las que se haya dividido cada arco.

El desarrollo de las fórmulas para el cálculo de estas cortinas es muy extenso, por lo cual no se presenta en este artículo y sólo se indica donde puede consultarse. Desing of Dams Hanna and Kennedy y artículos publicados en la Revista Irrigación en México en el número de marzo-abril de 1938 y julio-agosto de 1939.

CORTINAS DE ARCO GRAVEDAD

Como ya se explicó antes, en este tipo de cortina la transmisión se lleva al terreno de la cimentación mediante el trabajo de dos series de elementos en que se supone dividida la cortina.

La hipótesis fundamental de este método de cálculo y que se conoce con el nombre de "Método de Cargas de Prueba", es el de suponer una serie de elementos verticales llamados cantilevers y que cada uno está constituido por el material de la cortina limitado por la cara de aguas arriba, la cara de aguas abajo y dos planos verticales y radiales separados entre sí la unidad.

Medida esta unidad en la superficie cilíndrica que corta o envuelve a la cortina según sea el paramento de aguas arriba inclinado o vertical y que contiene al extradós del coronamiento de la cortina. En otras palabras, en la superficie cilíndrica engendrada por una recta vertical al recorrer de un arranque al otro, sirviéndole el extradós de la corona de la cortina como directriz.

La otra serie de elementos está constituida por elementos horizontales o sean los arcos, cada uno de ellos formados por el material de la cortina limitado por la superficie de aguas arriba y la superficie de aguas abajo y dos planos horizontales separados la unidad entre sí.

Si se hace la suma de cada uno de los elementos en cada serie, esto es, si se suman los cantilevers de un lado al otro del cañón, se ob-

tendrá un volumen exactamente igual que si se suman los arcos desde el fondo del cañón hasta la corona de la cortina.

Ahora bien, se supone que cada uno de los elementos constitutivos de la cortina, trabajan por el efecto de las cargas exteriores independientemente de sus semejantes o de los elementos de la otra serie.

El método de cálculo para este tipo de cortina consiste en distribuir las cargas exteriores que obran en la cortina, en tal forma que las deflexiones provocadas en cualquier punto de la cortina tomado como parte integrante de un sistema sean exactamente las mismas que se producen en el mismo punto considerándolo como elemento del otro sistema. Además, debe satisfacerse la condición de que en ninguna parte de la cortina se sobrepasen el límite señalado para los esfuerzos de trabajo en el material de la cortina.

Las deflexiones que sufre un elemento diferencial de la cortina, son seis: tres desalojamientos lineales y tres rotaciones. Los desalojamientos lineales ocurren a lo largo de tres ejes coordenados perpendiculares entre sí y son: uno radial, otro vertical y el otro tangencial en un plano horizontal. Las rotaciones tienen lugar alrededor de estos mismos tres ejes.

Las deflexiones radiales o sean las que ocurren según el eje radial, se ajustan por distribuciones sucesivas de la carga exterior, partiendo de una distribución arbitraria de ella entre arcos y cantilevers.

Para hacer el trabajo de los ajustes, es necesario elegir elementos representativos de la cortina, tanto arcos como cantilevers y calcular independientemente en cada uno de ellos, registrando gráficamente las deflexiones de los puntos de la cortina obtenidas en los arcos y en los cantilevers, por distribuciones sucesivas de la carga exterior se tiende a igualar esas deflexiones que por corresponder a un mismo punto real deben ser iguales.

El desalojamiento radial de un elemento diferencial de la cortina, considerado como parte de un arco, produce movimientos adicionales de rotación y de translación, así como también el desalojamiento radial del mismo elemento diferencial considerado como parte integrante de un cantilever que tiene movimientos adicionales de rotación y de abatimiento, estos desaloja-

mientos son los que hay que igualar para satisfacer las condiciones de equilibrio.

El ajuste de las deflexiones angulares y tangenciales se efectúa por la acción de las fuerzas interiores que se producen en la masa de la cortina y que a diferencia de las cargas exteriores de que antes se habló forman pares que se auto-equilibran, esto es, las fuerzas para el ajuste de torsión son sistemas de pares de fuerzas iguales, pero de sentidos contrarios de los cuales uno obra en los arcos y otro en los cantilevers.

Las fuerzas para el ajuste tangencial son fuerzas rasantes iguales y opuestas que actúan una en el arco y la otra en el cantilever.

Después de varias aproximaciones en la distribución de las cargas, y ya que se ha conseguido el ajuste de las deflexiones, se calcula el estado de esfuerzo de la estructura con la distribución de carga que se tenga.

El límite para los ajustes que se ha convenido es cuando la diferencia de las deflexiones de un mismo punto sea igual a un décimo del promedio de las mismas.

En el estudio de una cortina en arco simple, como se ha expuesto, se consideran los arranques rígidos, en tanto que en el estudio de una cortina de arco gravedad se toman en consideración las propiedades elásticas del material de la cimentación y esta consideración viene a hacer más complicados los cálculos por lo cual es muy extenso su desarrollo y no puede ser tratado en un artículo, pero se dará la bibliografía para consultar el Diseño de Presas en Arco.

CORTINAS DE LOSAS APOYADAS EN MACHONES

(Cortinas tipo Ambursen)

Una vez que se ha decidido el tipo de cortina formado por losas planas apoyadas en machones, la cuestión inmediata que el diseñador tiene que resolver es fijar el espaciamiento entre los contrafuertes o machones.

Este espaciamiento varía entre límites muy amplios; para fijarlo con precisión hay necesidad de hacer varios anteproyectos con diversos espaciamentos y después hacer una rápida ubicación del material que se emplea al construir la cortina con cada uno de los anteproyectos, se elige aquél que necesite un mínimo de material.

Como una guía para dar las separaciones

de los machones en los anteproyectos, se adoptan los espaciamentos que se han dado en las cortinas análogas ya construidas.

Una vez determinado el espaciamiento, la segunda cuestión que el diseñador tiene que resolver es la inclinación del talud de aguas arriba, es decir, determinar el ángulo ψ que forma la superficie del talud con el plano horizontal.

Este ángulo varía en las cortinas construidas desde 40 hasta 77°, pero sin embargo se nota en las construcciones recientes de cortinas de este tipo que se prefieren ángulos que sólo varíen de 50 a 60°.

Igualmente a lo que acontece con la separación de los machones, se puede llegar por medio de ensayos a determinar la mejor forma para el ángulo ψ .

Losa que forma la pantalla.—Esta losa puede ser simplemente apoyada en sus dos extremos, o bien continua, pero la práctica más común cuando se trata de cortinas de regular altura es emplear la losa libremente apoyada en sus extremos; por tanto, este es el caso que se va a tratar.

Si se admite que las reacciones en las ménsulas de los machones que soportan a la losa se distribuyen según un diagrama triangular:

El claro teórico será:

$$L = A - 4/3c.$$

A = Distancia libre entre machón y machón.

c = Longitud de las ménsulas.

haciendo

$$c = \frac{3}{4}D$$

$$A = L - D$$

Para una profundidad H y un ancho de un metro de losa, la carga uniformemente distribuida estará dada por la fórmula siguiente:

$$Q = 1000 HL + 2400 Lh \cos. \psi$$

h = Espesor de la losa que se supone para hacer el cálculo,

y un momento flexionante máximo a la mitad del claro será:

$$M = \frac{Q L^2}{8}$$

Aceptados los esfuerzos de trabajo tanto para el concreto como para el acero, nos queda determinado el valor de la constante "C" que figura en la fórmula del peralte.

El peralte nos queda determinado por la fórmula:

$$d = C \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Los peraltes se calculan por varios valores de H, esto varía el perfil teórico de la losa; es evidente que

$$d = f (H)$$

pero por conveniencia en la construcción es necesario que las dos caras de la losa sean planas, por este motivo se sustituye la curva representativa de los peraltes por una recta, de manera que el exceso de área en el perfil de la losa resulte mínimo en la profundidad dominante de la losa.

Esta operación puede hacerse a ojo con suficiente aproximación, es claro que con tales peraltes no es posible conservar la relación fijada para los esfuerzos del concreto y del acero, se elige el esfuerzo para el acero f_s y se calculan las secciones de acero para el refuerzo con las fórmulas de concreto armado bien conocidas:

$$A_s = \frac{M}{jdf_s}$$

Los esfuerzos tangenciales se calculan también por las fórmulas usuales

$$v = \frac{V}{bjd}$$

procurándose que nunca se necesite refuerzo especial para esta clase de esfuerzos.

MENSULAS.—El cálculo de las ménsulas se hace teniendo en cuenta las tres cargas siguientes:

1º Componente normal del peso propio de la ménsula que podemos admitir que sea

$$Q_1 = 2400 hc \cos \psi$$

D = Peralte total supuesto para la ménsula

2º Componente normal del peso de la losa

$$Q_2 = \frac{2400 Lh}{2} \cos \psi$$

3º Presión del agua sobre el claro libre

$$Q_3 = \frac{1}{2} 1000 AH$$

sumando los tres valores tendremos la carga total.

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

Podemos poner el momento flexionante en función de la profundidad H.

Teniendo este momento podemos determinar los valores del peralte de la ménsula.

En seguida se hace exactamente lo que se hizo para la losa, es decir, se substituye la curva obtenida para los peraltes por una recta.

El cálculo del acero para el refuerzo de la ménsula se hace empleando el mismo procedimiento que se empleó para el cálculo del acero del refuerzo de la pantalla.

Los esfuerzos tangenciales deben ser verificados; es conveniente observar la siguiente precaución.

En las partes bajas de la cortina por irregularidades de la roca, las ménsulas de cada lado del contrafuerte principian a diferentes niveles del mismo contrafuerte, en tal caso el contrafuerte no queda equilibrado por las ménsulas y es preciso fijar el contrafuerte a la roca por algún dispositivo que permita equilibrar a la ménsula.

JUNTAS.—Las losas que forman la pantalla se construyen sobre las ménsulas ya terminadas y sobre ellas están simplemente apoyadas, de esta manera se forman juntas de apoyo entre las ménsulas y las losas y también juntas laterales entre los extremos de las losas y los bordes del contrafuerte; en estas superficies de contacto es necesario poner un material adecuado para calafatear los intersticios.

Este material debe ser plástico y permitirá los movimientos de extensión y contracción de las losas ya sea debidos a las causas térmicas, elásticas, pero además debe ser bastante consistente para que no se escurra por la acción de la gravedad y de la presión que tendrá que soportar, además deberá tener condiciones de impermeabilidad e inalterabilidad.

Una mezcla de asfalto con fibra de amianto puede dar buen resultado.

Las condiciones en que están dispuestas al trabajar por flexión tiene la ventaja de tener la parte mojada en la zona de compresión, circunstancia que favorece la impermeabilidad de la pantalla.

Además, puede aumentarse la impermeabilidad de la pantalla usando productos industriales, ya sea bajo la forma de ingredientes que se mezclen al hacer las revolturas del concreto o bien los que se aplican sobre la superficie en forma de pintura.

PUENTE SOBRE LA CORONA.—Los contrafuertes en su parte superior quedan ligados

por un puente; esta estructura se destina tanto a dar paso a través de la barranca que cierra la cortina como contraventeo de los machones.

Este puente puede estar formado por traveses que se apoyan de machón a machón y por una losa que se apoya sobre las traveses citadas, además, tal losa llevará sus respectivos parapetos.

Los cálculos para proporcionar esta estructura son los mismos que se emplean en el diseño general de puentes y por tanto se omite.

DISEÑO DE LOS CONTRAFUERTE.—

La presión hidrostática que se ejerce sobre la superficie de la pantalla, el contrafuerte la recibe por medio de las ménsulas y sólo recibe una parte de la presión hidrostática directamente, ésta parte es la que corresponde el ancho del contrafuerte, es preciso distinguir las cargas que directamente se aplican al contrafuerte de las que se aplican por medio de las ménsulas.

Como las losas de la pantalla están simplemente apoyada, sobre el plano inclinado de las ménsulas éstas no reciben la carga proveniente de la pantalla, sino únicamente las componentes normales al plano de apoyo.

Las componentes paralelas a la pantalla van a cargar directamente a la base de ésta, en tanto que la presión hidrostática que actúa directamente sobre el contrafuerte y el peso propio del mismo, actúan directamente e integralmente sobre el contrafuerte.

Los esfuerzos principales definen completamente el estado de esfuerzo de un punto en un sólido siempre que estos esfuerzos principales sean conocidos en dirección e intensidad. De un modo más general se puede decir que en un estado elástico plano basta conocer los esfuerzos normales y tangenciales según dos direcciones arbitrarias pasando por un punto dado para que se puedan determinar los esfuerzos normales y tangenciales en el mismo punto según una dirección cualquiera.

Si elegimos que esas direcciones dadas sean ortogonales, tendrán los esfuerzos siguientes:

Esfuerzos normales σ_x y σ_y y el esfuerzo tangencial τ_{xy} igual para cada una de las direcciones.

Los esfuerzos σ y τ sobre un plano cualquiera que forme un ángulo a con el eje Oy están dados por la siguiente fórmula:

$$\sigma = \sigma_x \cos^2 a + \sigma_y \sin^2 a + 2 \tau_{xy} \sin a \cos a.$$

$$\tau = \tau_{xy} (\cos^2 a - \sin^2 a) - (\sigma_x - \sigma_y) \sin a \cos a.$$

para un ángulo tal que

$$\frac{1}{2} \operatorname{tg} 2a = \frac{\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

El esfuerzo tangencial τ será igual a 0.

Esta condición se satisface por dos valores del ángulo cuya diferencia sea $\frac{\pi}{2}$ y que corresponde a dos direcciones ortogonales. A esas direcciones se les llama direcciones principales y a los esfuerzos normales a ellas se les llama esfuerzos principales, es fácil ver que los esfuerzos principales σ_I y σ_{II} son uno máximo y otro mínimo y sus valores están dados por la fórmula siguiente:

$$\sigma_I \left\{ \begin{array}{l} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \\ \sigma_{II} \end{array} \right.$$

Si se eligen las direcciones principales como ejes de referencia en que $\tau_{xy} = 0$, las ecuaciones anteriores se simplifican en la forma siguiente:

$$\sigma = \sigma_I \cos^2 a + \sigma_{II} \sin^2 a$$

$$\tau = \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2a (\sigma_{II} - \sigma_I)$$

Existe una representación gráfica muy conocida de estas ecuaciones, es el círculo de Mohr que auxilia admirablemente bien para comprender el estado elástico de una manera perfecta.

Si se eligen dos ejes perpendiculares $O\sigma$ y $O\tau$ sobre el primero se miden distancias proporcionales a los esfuerzos principales σ_I y σ_{II} .

$$\sigma_I = OA$$

$$\sigma_{II} = OB$$

y se traza un círculo con AB como diámetro, éste círculo es el círculo de Mohr.

Se traza CD que forma con el eje $O\sigma$ el ángulo $2a$, las coordenadas del punto D dan los esfuerzos σ_x y τ_{xy} corresponden a la dirección a .

En el punto D_1 diametralmente opuesto, los esfuerzos σ_y y τ_{xy} corresponden a la dirección perpendicular a la anterior. Es claro que inversamente dados los esfuerzos en dos direcciones perpendiculares los puntos D y D_1 hacen también determinado el diámetro y por tanto los esfuerzos proporcionales y el ángulo a .

El círculo de Mohr muestra igualmente la igualdad que existe entre los esfuerzos tangenciales en dos direcciones perpendiculares del mismo punto.

Las distancias DE son necesariamente iguales a D_1E_1 .

Estos esfuerzos alcanzan su valor máximo cuando el ángulo 2α es igual a

$$\pi \pm \frac{\pi}{2}$$

esto es, las direcciones están inclinadas 45° sobre las direcciones principales.

El valor del esfuerzo cortante máximo está dado por el radio del círculo de Mohr.

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_I - \sigma_{II}}{2}$$

Los esfuerzos normales a las direcciones de máximos esfuerzos cortantes serán iguales a la abscisa del centro del círculo; por tanto:

$$\sigma = \frac{\sigma_I + \sigma_{II}}{2}$$

esos esfuerzos normales serán nulos cuando se tenga

$$\sigma_I = -\sigma_{II}$$

y entonces

$$\tau_{\max} = \sigma_I$$

la significación elástica de esta última fórmula caracteriza el esfuerzo cortante puro.

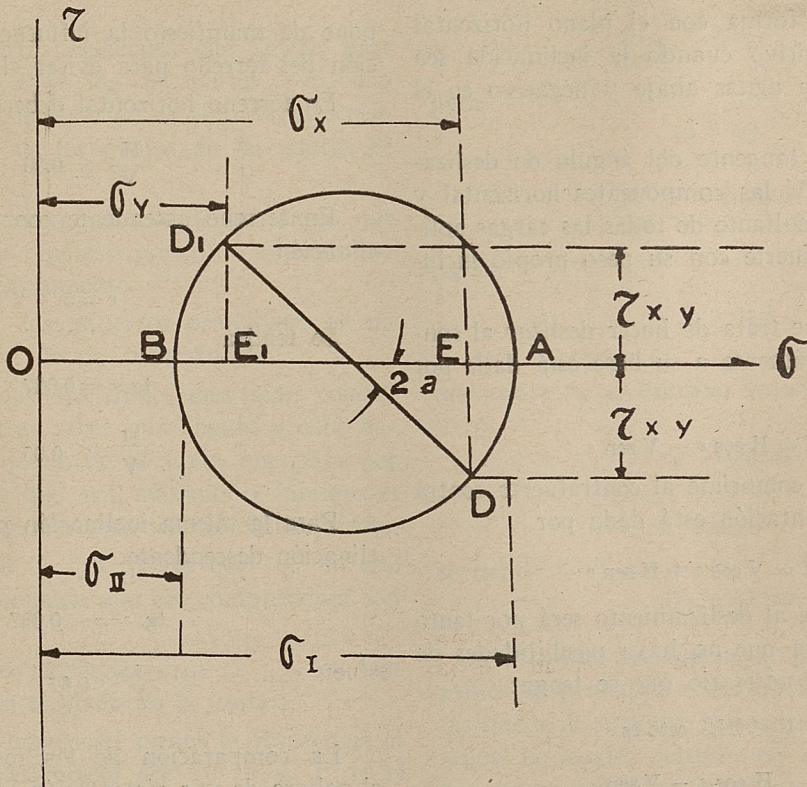
zos normales verticales aplicando la conocida fórmula.

$$p_a \text{ ó } p_b = \frac{p}{a} \pm \frac{Mc}{I}$$

Como las direcciones son ortogonales los esfuerzos cortantes en cada una de ellas serán iguales, por tanto basta encontrar el esfuerzo tangencial en el plano vertical para lo cual se emplean las condiciones de equilibrio de la sección.

Con igual procedimiento se llega a obtener los esfuerzos horizontales normales y como ya se dijo que el estado elástico queda definido cuando se conoce para dos direcciones dadas los esfuerzos normales y tangenciales, nos queda definido el estado elástico del punto en el machón y por tanto se pueden determinar los esfuerzos principales, ya sea analíticamente o empleando el círculo de Mohr.

Condiciones de seguridad.—No basta que los esfuerzos interiores estén abajo de los límites permisibles en todos los puntos de la estructura, debe buscarse que el contrafuerte no pueda mo-



En un contrafuerte para tener los esfuerzos principales se hacen secciones horizontales y verticales, con lo cual se pueden obtener los esfuer-

verse cuando se ha solicitado para los esfuerzos exteriores, esto es, por las cargas y por las reacciones del suelo; por tanto, es necesario que se

verifiquen las tres condiciones de estabilidad siguientes:

1ª El terreno natural deberá resistir las cargas unitarias que le sean transmitidas por la cimentación del machón. Es común admitir para las rocas naturales una compresión simple de trabajo, igual a un décimo de su resistencia a la ruptura en cubos de 20 centímetros de arista, de 300 Kg./cm.², por tanto el esfuerzo permisible será de 30 Kg./cm.², pero si la roca natural no es homogénea y tiene defectos tales como fracturas, se admite para el esfuerzo de trabajo sólo un vigésimo del esfuerzo de ruptura; por tanto, para un granito con defectos sólo admitiría esfuerzos de 15 kg./cm.²

Donde el esfuerzo en la base del contrafuerte resulta mayor de 15 Kg./cm.² la base deberá tener zapatas con dimensiones suficientes para reducir la presión sobre la roca a límites especificados.

2ª Es preciso que el contrafuerte no pueda deslizarse sobre su base empujada por la componente de las cargas paralelas al plano de la cimentación.

Sea ϵ el ángulo que el plano de la base de cimentación forma con el plano horizontal considerado positivo cuando la inclinación sea ascendente hacia aguas abajo y negativo en el caso contrario.

Sean "f" la tangente del ángulo de deslizamiento y H y V las componentes horizontal y vertical de la resultante de todas las cargas aplicadas al contrafuerte con su peso propio inclusive.

La fuerza que trata de hacer deslizarse al contrafuerte paralelamente a su base está dada por la fórmula

$$F = H \cos \epsilon - V \sin \epsilon$$

y la fuerza que comprime al contrafuerte contra su base de cimentación está dada por

$$N = V \cos \epsilon + H \sin \epsilon$$

La resistencia al deslizamiento será por tanto igual a fN. Para que no haya posibilidades de deslizamiento es necesario que se tenga:

$$F < fN, \text{ esto es}$$

$$f \geq \frac{H \cos \epsilon - V \sin \epsilon}{V \cos \epsilon + H \sin \epsilon}$$

Dividiendo el numerador y el denominador del segundo miembro por $V \cos \epsilon$

$$f \geq \frac{\frac{H}{V} - \operatorname{tg.} \epsilon}{1 + \frac{H}{V} \operatorname{tg.} \epsilon}$$

de donde se tendrá.

$$\frac{H}{V} \leq \frac{f + \operatorname{tg.} \epsilon}{1 - f \operatorname{tg.} \epsilon}$$

La tangente del ángulo de deslizamiento o el llamado coeficiente de deslizamiento entre concreto y roca es "f" igual a 0.65, para superficies planas bien pulidas; pero ciertas disposiciones y precauciones se toman en la base de tal modo que la superficie de la cimentación se presente rugosa en planta y elevación para que oponga la mayor resistencia posible al deslizamiento. Se emplea para ese fin el dispositivo de dientes de sierra. Realizadas esas condiciones es perfectamente lícito admitir un valor bastante mayor para el coeficiente de deslizamiento, por eso es que generalmente se adopta:

$$f = 0.80$$

Por otro lado en la fórmula

$$\frac{H}{V} \leq \frac{f + \operatorname{tg.} \epsilon}{1 - f \operatorname{tg.} \epsilon}$$

pone de manifiesto la influencia de la inclinación del terreno para evitar el deslizamiento.

En terreno horizontal debería tener:

$$\frac{H}{V} \leq 0.80$$

En terreno ascendente con una pequeña inclinación

$$\epsilon = 5^\circ$$

Se tendrá

$$\operatorname{tg.} \epsilon = 0.087$$

$$\frac{H}{V} \leq 0.95$$

Para la misma inclinación pero siendo la inclinación descendente

$$\operatorname{tg.} \epsilon = -0.087$$

$$\frac{H}{V} \leq 0.67$$

La comparación de los resultados muestra el peligro de una cimentación en terreno con declive hacia aguas abajo, en contraste con el efecto favorable cuando el declive de la cimentación es en sentido contrario.

3ª En un contrafuerte de base horizontal sean H y V las componentes de las cargas como se explicó anteriormente.

Sean "v" la altura de H encima de la base y "u" la distancia horizontal de V al pie de aguas abajo del contrafuerte, se nota que considerando fijo ese pie la componente H tenderá a voltear el contrafuerte haciéndolo girar sobre el punto fijo, en tanto que V se opondrá a tal rotación manteniendo al contrafuerte apoyado contra el suelo.

El $M_d = H_v$ llámese momento de volteamiento y a $M_e = V_u$ llámese momento estabilizador.

A la relación

$$\frac{V_u}{H_v} = \frac{M_e}{M_d} = P$$

representa la seguridad contra el volteamiento.

Es costumbre hacer la verificación al volteamiento exigiéndose para el coeficiente de seguridad P valores siempre notablemente mayores de 2, y con un mínimo minimorum de 1.5.

Las juntas de construcción se diseñarán de tal manera que se obtenga la mejor liga posible entre el concreto ya endurecido y el recientemente colado.

Se dejan fierros especiales que sirvan para dar solidaridad entre las dos partes, pero una precaución muy importante es fijar la dirección y la colocación de los planos de las juntas de construcción.

Las juntas deben trazarse de tal modo que en la peor de las hipótesis presenten una mínima tendencia al deslizamiento.

Sean σ_I y σ_{II} los esfuerzos principales en un punto cualquiera de un contrafuerte.

Supóngase que sus direcciones sean conocidas y que se desea saber qué ángulo a debe hacer σ_{II} con el plano de la junta que pasa por ese punto para que sea máximo o mínimo el esfuerzo que tienda a provocar el deslizamiento.

Por hipótesis σ_{II} es mayor que σ_I en este análisis, y se conviene que las compresiones son positivas.

Los esfuerzos normales sean σ y los tangenciales τ en el plano de la junta.

Al esfuerzo tangencial menos la resistencia al deslizamiento désignesele por "t" y si ϕ es el ángulo de deslizamiento se tiene

$$t = \frac{1}{2} \text{sen } 2a (\sigma_{II} - \sigma_I) - \text{tg. } \phi (\sigma_I \cos^2 a + \sigma_{II} \text{sen}^2 a)$$

Si "t" fuera mayor que 0 habría desliza-

miento. Si "t" fuera menor o igual a 0 el deslizamiento sería tanto más imposible cuanto fuera mayor el valor absoluto de "t".

Véanse los valores de a que hacen a "t" máximo o mínimo.

Igualando a 0 la derivada de la función arriba indicada con respecto a a , encontramos

$$\text{cotg. } 2a = \text{tg. } \phi$$

de donde

$$2a + \phi = \pm 90^\circ$$

y por tanto

$$a_1 = \frac{90^\circ - \phi}{2}$$

y

$$a_2 = \frac{90^\circ + \phi}{2}$$

De estos valores se ve cuál es el que corresponde a "t", máxima y cuál a "t" mínima.

La segunda derivada de "t" con respecto a a , es:

$$\frac{d^2t}{da^2} = -2 (\sigma_{II} - \sigma_I) (\text{sen } 2a + \text{tg. } \phi \cos 2a)$$

substituyendo los valores hallados para a , resulta:

$$\frac{d^2t}{da^2} = -\frac{2 (\sigma_{II} - \sigma_I)}{\cos \phi}$$

para

$$(a = a_1) \quad y$$

$$\frac{d^2t}{da^2} = +\frac{2 (\sigma_{II} + \sigma_I)}{\cos \phi}$$

para

$$(a = a_{II})$$

Por hipótesis $\sigma_{II} - \sigma_I > 0$, por tanto a_1 da el máximo y a_2 el mínimo valor de "t".

Si

$$\text{tg. } \phi = 0.70$$

$$\phi = 35^\circ$$

se tiene

$$a_2 = -62^\circ 30'$$

Conocidas las líneas de propagación de los esfuerzos principales será fácil por tanto trazar las líneas de máxima resistencia al deslizamiento, según las cuales deberán ser dispuestas las juntas tanto cuanto sea posible; las líneas trazadas con un ángulo $a_1 = 27^\circ 30'$ normales a las precedentes en todas las intersecciones serán las de máximo deslizamiento y no se debe admitir

ninguna junta siguiendo esas mismas por ser muy peligrosas.

Subpresión.—El peligro de la subpresión no existe en estas clases de cortinas a menos de que las zapatas de cimentación de un contrafuerte se unieran con el del otro, pero como en la mayoría de los casos la cimentación no es continua, las zapatas son separadas y esto permite que cualquier vena de agua que se infiltre por debajo de ellas halle pronta salida por los intervalos en la cimentación, esto hace que la subpresión no afecte la estabilidad de la estructura.

Bibliografía.—Transaction of the American Society of Civil Engineers Vol. 98, 1933, pág. 971; Irrigación en México, Vol. II-1930.

CORTINAS DE ARCOS MÚLTIPLES

Una cortina de arcos múltiples está formada esencialmente por una pantalla que consta de una serie de arcos y por machones que reciben los arcos que forman la pantalla.

Los esfuerzos de este tipo de cortina son iguales a los esfuerzos de las cortinas en arco para los arcos y los esfuerzos en los machones a los que tienen los machones en las cortinas del tipo de losas apoyadas en contrafuertes.

Los arcos se diseñan de tal modo que sus arranques sean perpendiculares al paramento de aguas arriba de los machones y cómo este paramento tiene una inclinación que varía generalmente de 45 a 55°. La carga hidrostática en el arco no es uniforme, sino que varía aumentando de la corona de los arcos a el arranque del mismo, y existen además esfuerzos debidos al peso propio, a la contracción de concreto y a las variaciones de temperatura.

Para el análisis de los esfuerzos que debido a la presión hidrostática se producen en los arcos esta presión se descompone en dos:

1º Una carga uniforme en todo el arco y que es igual a la presión hidrostática en la corona del mismo.

2º Otra carga que es nula en la corona y crece hasta tener en los arranques un valor igual a la diferencia de presión hidrostática entre la corona y el arranque de los arcos.

Los arcos se diseñan dándoles un ángulo central que varía de 130 a 150°. Los arcos pueden ser circulares de espesor uniforme o circulares

aumentando el espesor de la corona hacia los arranques, o bien pueden tener tanto el intradós como el extradós formado por arcos circulares compuestos.

Los esfuerzos en los machones son semejantes a los esfuerzos de los machones en las cortinas de losas apoyadas sobre machones o contrafuertes.

La cimentación de las cortinas de arcos múltiples requieren un buen material para recibir las presiones debidas a la cimentación de los machones y de los arcos.

Algunas veces puede ser recomendable el inyectado de lechada de cemento para evitar las filtraciones en la cimentación de la cortina.

CORTINAS DE MACHONES

El tipo de cortinas de machones es el que está formado por machones cuya porción de aguas arriba ha sido ampliada lateralmente; esto forma la cabeza o bulbo y que unida a la cabeza de los machones adyacentes forman la pantalla en el lado de aguas arriba de la cortina.

La cabeza de cada machón tiene una forma tal que permite que la presión hidrostática se transmita al machón por simple compresión.

Cada machón funciona substancialmente de manera semejante a una cortina de gravedad.

El diseño de cada machón es semejante al que se hace para una sección comprendida entre dos planos verticales en las cortinas de gravedad.

Los requisitos fundamentales para que sea segura y económica una presa han sido expresados por George I. Dillman, en los siguientes términos.

Se debe construir una superficie impermeable y proporcionar al resto de la estructura para que dé apoyo a dicha superficie.

En el tipo común de las presas de gravedad el espesor de la sección sirve tanto para darle impermeabilidad como para darle estabilidad, esto nos da un elemento de resistencia así como un elemento de debilidad puesto que el espesor tan considerable de la sección proporciona un recorrido de consideración al agua que se filtra, pero el agua que se encuentra en el interior de la cortina será a presión y por lo tanto produce esfuerzos de subpresión que no son deseables.

A las cortinas de machones del tipo Ambursen y de arcos múltiples se les designa con el nombre de "Presas Huecas", los principios fundamentales de Dillman tienen aplicación en ellas de una manera mucho más clara, la cubierta ya sea que se trate de losa o de arcos múltiples es de un espesor relativamente pequeño y constituye la superficie impermeable y los machones sirven de apoyo a esas superficies.

Se ha desarrollado un método mediante el cual la cantidad de concreto en los machones puede hacerse prácticamente un mínimo para cualquier valor de los esfuerzos de trabajo permitidos. Las cortinas de concreto reforzado del tipo de machones delgados requieren prácticamente un mínimo del material con el cual se puede construir una cortina en condiciones determinadas; en general la cantidad de concreto que se emplea en estas presas es únicamente de 25 a 35% de lo que se requiere para una presa del tipo de gravedad, pero naturalmente el costo unitario del concreto reforzado en estas estructuras es mucho mayor que el costo unitario del concreto que se emplea en las cortinas de gravedad; esto ha sugerido un tipo intermedio entre las presas de gravedad y las presas huecas, que es el tipo de presa de machones, que según sus cabezas sean redondas o poligonales se tendrán cortinas de machones de cabeza redonda y cortinas de machones de cabeza de diamante.

CORTINAS DE MACHONES DE CABEZA REDONDA.—El tipo de cortina de machones de cabeza redonda está formado por una serie de machones cada uno de los cuales tiene en el extremo de aguas arriba y hacia los lados un ensanchamiento que viene a formar la cabeza del machón que está unida lateralmente con la cabeza de los machones adyacentes, de manera que todas las cabezas forman una superficie continua del lado de aguas arriba de la cortina.

En el machón de cabeza redonda para que las presiones hidrostáticas se transmitan al muro del machón por simple compresión, se logra haciendo la superficie de aguas arriba curva y con su convexidad del lado del agua.

No hay en las cabezas de los machones esfuerzos de flexión ni ninguno de los que hacen necesario el refuerzo con acero, debido a que la presión del agua obra normalmente a cada elemento de la superficie.

La forma de la cara de aguas arriba debe ser determinada para secciones perpendiculares a la pendiente de aguas arriba de los machones; la forma de la cabeza de los machones es una sección horizontal, puede deducirse fácilmente. El área de contacto entre las cabezas adyacentes puede ser tan amplia como se desee dentro de límites razonables. La más relativamente grande de la cabeza de los machones resulta benéfica por las siguientes razones:

1ª Por estar en tal posición que permite resistir de la manera más eficiente la tendencia al volteamiento causado por el agua, pues carga su peso en la parte de aguas arriba del machón.

2ª Al colocarse la mayor sección transversal de la cortina cerca de la superficie mojada, ofrece una longitud máxima al recorrido que tendrá que hacer el agua al filtrarse a través de las juntas de construcción o de los poros de concreto.

3ª Reduce el peligro de daños al concreto causados por el agua al congelarse en los climas muy fríos.

4ª Mejorar la distribución de los esfuerzos principales en los machones como queda demostrado por el excelente estudio del ingeniero C. V. Davie llamado "Progresos Resistentes de las Presas de Machones" (Véase Civil Engineering, febrero de 1931, pág. 387).

A los machones se les hace una ampliación en el lado de aguas abajo donde el material sufre los esfuerzos máximos, por tanto esta ampliación le dará al machón mayor eficiencia cuando la presa está llena; así pues, la cabeza del lado de aguas arriba es útil por su peso y el ensanchamiento de aguas abajo es eficiente para transmitir a la cimentación los esfuerzos causados por el empuje del agua, el muro propiamente dicho del machón viene a funcionar como un alma para conectar entre sí a la cabeza de aguas arriba y al ensanchamiento de aguas abajo, las cuales entre sí forman un marco en forma de A; naturalmente esta forma del machón debe ser proporcionada de manera que resista con seguridad los esfuerzos que se generan dentro del machón, pero desde el punto de vista estructural el funcionamiento de esta alma es más bien de naturaleza secundaria; esta alma es, por tanto, la zona en la que el diseñador puede llevar a cabo el máximo de economía en el material haciéndolo tan delgada como el análisis de los esfuerzos lo permita.

Debe hacerse notar que el alma de los machones de cabeza redonda corresponde a la parte interna de una presa de gravedad, y en las cortinas de este tipo los esfuerzos son siempre bajos en esta zona.

El conjunto formado por cada uno de estos machones es desde el punto de vista estructural enteramente independiente de los otros, así es que en la falla de un machón hay menos peligro de que sufra la estabilidad de los machones adyacente que forman la presa que el peligro que hay en las presas de losas o de arcos múltiples.

El diseño de estos machones es igual al de una sección de cortina de gravedad comprendida entre dos planos verticales teniendo únicamente la diferencia de la forma de las secciones horizontales y es debido además al hecho de que por la amplitud de la cabeza hay una faja más ancha sobre la cual la presión hidrostática que tiene que ser soportada por el machón, siendo en todos los casos dicha faja bastante mayor que el espesor del machón propiamente dicho.

La carga de aguas arriba de la cortina debe inclinarse para que permita obtener un coeficiente de deslizamiento en la cimentación que quede comprendido entre 0.65 y 0.75.

La cimentación de un machón se diseña con una zanja procurando que en la superficie de contacto entre el concreto y la roca de cimentación no sea únicamente en el fondo sino también a lo largo de superficies laterales en la zanja; además las cabezas ampliadas de los machones ofrecen resistencia al deslizamiento, semejante a la que proporciona una cuña.

Así es que el deslizamiento de un machón que tratase de deslizarse en la zanja de cimentación es cosa inconcebible. Arriba de la cimentación puede evitarse el deslizamiento posible contra las juntas que separan los colados (juntas de construcción) mediante dientes de trabazón o bien por otros métodos usuales en la construcción.

Se reconoce en la actualidad que en las presas de machones el concreto resiste con seguridad una pequeña cantidad del esfuerzo cortante en las juntas de construcción horizontales.

Hay que hacer estudios económicos para el caso particular en cada boquilla. En algunos casos la parte más profunda de la boquilla puede quedar cerrada por unos cuantos machones de cabeza redonda relativamente alto, en tanto que en los estribos pueden convenir machones más bajos, en cuyo caso la mayor economía se obten-

drá combinando los espaciamientos con machones que cubran con su cabeza claros distintos.

En donde ocurra que los agregados son fácilmente obtenibles y relativamente baratos, se encontrará en términos generales que un espaciamiento bastante amplio de los machones es más económico que un espaciamiento pequeño, con todo y que esto último tal vez requiere menor cantidad de concreto, debiéndose esto a la mayor baratura de la obra de mano.

Donde la diferencia en el costo total para la cortina no sea muy grande se emplea el espaciamiento grande debido a la mayor seguridad que se tendrá porque las secciones serán de mayor espesor.

En el caso de emplear estas cortinas como vertedoras, el espaciamiento económico está influenciado por el costo de la losa de aguas arriba.

Las cortinas de machones de cabeza de diamante son en todo semejantes a las de cabeza redonda a excepción de que la superficie de aguas arriba, por comodidad en los moldes, se hace poligonal en vez de redonda.

VERTEDOR DE DEMASIAS

Un vertedor de demasías deberá ser capaz de dar una descarga igual a la máxima creciente que se espera que puede llegar a la presa.

La máxima eficiencia hidráulica de un vertedor de demasías se obtiene cuando sobre la cresta vertedora el agua pasa con la velocidad crítica para obtener tal velocidad; aguas abajo de la cresta vertedora, el canal de descarga deberá tener la pendiente crítica o una pendiente mayor; sin embargo, algunas veces las condiciones topográficas no permiten que el canal de descarga tenga la pendiente crítica o mayor y entonces la cresta vertedora trabaja ahogada y la capacidad de descarga del vertedor será menor.

La fórmula que liga el gasto, la longitud de la cresta y la carga sobre la misma, es la fórmula siguiente debida a Francis.

$$Q = CH^{3/2}L$$

en que

Q = Gasto del vertedor.

C = Coeficiente de gasto.

H = Carga sobre la cresta del vertedor.

y

L = Longitud efectiva de la cresta.

La longitud de la cresta se modifica por las contracciones debidas a las obstrucciones de tal modo que la longitud total de la cresta queda reducida.

Cuando las obstrucciones son bruscas la longitud efectiva de la cresta está dada por la fórmula siguiente:

$$L = L_t - 0.1nH.$$

en que

L = Longitud total de la cresta vertedora.

n = El número de contracciones.

Pero cuando la obstrucción no es brusca sino gradual, como pilas con tajamar, la contracción se reduce a $0.04H$.

Si se llama n_a el número de obstrucciones graduales se tiene la longitud efectiva de la cresta, cuando haya contracciones bruscas y graduales

$$L = L_t - H(0.1n + 0.04n_a).$$

En el canal de llegada deben evitarse corrientes transversales que reducen en los extremos de la cresta vertedora el tirante, y por tanto la descarga y también porque en las cortinas de tierra o enrocamiento se pueden producir arrastres del material que forma la cortina, por eso se recomienda en estos tipos de cortina se haga una protección del lado de aguas arriba.

En la cresta vertedora puede haber obstrucciones debidas a las pilas en las que se colocan compuertas y soportan la caseta con mecanismos elevadores de los mismos, cuando el vertedor es de compuertas o pilas que simplemente sirven de apoyo al puente que permita el tránsito de un lado al otro de la barranca donde está localizada la presa, pues sobre la corona de la cortina se puede establecer tránsito que sería interrumpido por el vertedor; en este caso sobre el vertedor hay que colocar un puente.

Cuando se tiene determinado el gasto máximo que deba dar el vertedor se hacen varios anteproyectos, ya sea variando los valores de L y H , en los vertedores libres o considerando las alternativas de vertedores con compuertas y sólo después de hacer estudios económicos se podrá adoptar la solución más satisfactoria.

Forma de la cresta.—Esta debe ser tal que cuando pase el gasto máximo la superficie interior del chorro no se despegue de la superficie del cimacio, con lo cual se evita la formación de vacíos, pues cuando hay vacíos entre el chorro y el

cimacio, la presión atmosférica rompe el chorro para llenar con aire la zona de cavitación; este cierre vuelve a ser arrastrado por el chorro y se forma nuevamente un vacío que ocasiona que el chorro vuelva a ser roto por la presión del aire atmosférico; este fenómeno se sigue repitiendo lo que ocasiona una trepidación que puede causar la destrucción del cimacio.

Para darle al cimacio una forma que impida la formación de vacíos se recomienda el uso de las tablas Creager (véanse estas tablas en apéndice correspondiente). Respecto al coeficiente "C" de la fórmula de Francis se modifica cuando el vertedor no trabaja libremente sino que es ahogado.

Valores para el coeficiente "C" se obtienen en el diagrama de la página 116 de "Masonry Dams", por Creager.

Para encontrar el coeficiente que modifica los coeficientes de un vertedor libre en la fórmula de Francis de acuerdo con la relación de sumergencia, véase la tabla de la página 117 de la obra antes citada.

Canales de descarga.—Para que estos canales sean económicos se procura que las excavaciones se reduzcan a un mínimo; como el agua en ellos tiene grandes velocidades generalmente hay necesidad de revestirlos, para seguridad de las obras todo el tirante de estos canales debe ir en excavación.

Como el movimiento generalmente es acelerado, el gasto pasará por secciones cada vez menores en la dirección de aguas abajo y por tanto sus plantillas se reducen.

Estos canales tienen un funcionamiento hidráulico mejor determinado cuando son rectangulares, pero los muros de sostenimiento que es necesario construir cuando se les da esta forma, los hace caros, por lo que más frecuentemente se construyen de forma trapecial.

En algunos casos no es posible por las condiciones topográficas localizar estos canales rectos en planta y se les da una forma curva en cuyo caso las plantillas de esos canales en una sección transversal no es una línea a nivel.

Cuando la boquilla sea de laderas muy pendientes la excavación que se necesitaría para alojar un canal de descarga del tipo común sería muy grande pues el ancho inicial de la plantilla es igual a la longitud de la cresta; esto obliga a buscar otra solución, pues si el vertedor es de

cresta libre para reducir el ancho del canal, la carga sería muy grande y habría que construir una gran altura de cortina sobre la cresta vertedora.

Si sobre la cresta se colocan compuertas, cuando éstas son muy altas también son muy caras, por tanto se construye la cresta según la ladera aproximadamente perpendicular al eje de la cortina y se recoge el agua de la cresta vertedora por un canal lateral a la misma cresta.

Estos canales laterales tienen un funcionamiento hidráulico muy poco eficiente, pues siendo la velocidad de ellos normal a la velocidad de las partículas del agua al verterse, es necesario que haya carga capaz de dar la velocidad en sentido normal a la velocidad que en la cresta tienen las partículas, y además vencer los impactos de las partículas que vierten en la cresta, pero por las razones antes expuestas en muchos casos es preferible construir un vertedor con canal lateral, pues un canal ordinario tendría una gran excavación.

Para disipar la energía del agua del canal de descarga se hacen dispositivos especiales en que generalmente se aprovechan las circunstancias de la producción del salto hidráulico, pues la energía total después del salto, es menor que la energía total antes del salto; para obligar a la construcción del salto se construyen los colchones hidráulicos.

Además para evitar el efecto de la socavación se pone en el extremo de los canales de descarga umbrales dispersores, tales como el umbral dentado de Rebock o umbrales deflectores como el umbral tipo Grand Coulee, y se protege el terreno mediante zampeados.

Una gran ayuda para el diseñador es servirse de los modelos hidráulicos; la economía que se obtuvo en el vertedor de la presa "El Azúcar" al aceptar el diseño que se dedujo de los ensayos con modelos hidráulicos, representó varios millones de pesos, comparado con el costo del diseño primitivo.

BIBLIOGRAFIA

Irrigación en México. Vo. VIII por el Ing. Miguel Jinich; Nociones para el Proyecto de Vertedores del Canal Lateral por el Ing. Eduardo Rojas; Artículos de Julián Hinds, Transactions.; Hydraulics of open channels by "Boris A. Bakhmeteff".

OBRA DE TOMA

No es posible establecer reglas con las cuales se fijen la forma y dimensiones correctas de una obra de toma en un caso determinado.

Deben hacerse consideraciones cuidadosas respecto a la carga, el gasto, el tipo de la cortina, la clase de materiales de la cimentación y del plan de operación de la toma; sin embargo ciertos principios generales pueden establecerse.

La causa principal de los desperfectos en una obra de toma, son las zonas de cavitación producidos por las altas velocidades de salida del agua. Para evitar en parte la producción de estas zonas de cavitación una amplia ventilación debe proporcionarse inmediatamente después de los orificios de la toma y se procura que los conductos sean lo más liso posible, pues se ha observado que inmediatamente después de las pequeñas rugosidades de los conductos, es donde se produce la destrucción, lo cual se explica porque el líquido al encontrar un obstáculo por pequeño que éste sea, forma inmediatamente delante de él una zona de cavitación. En estas zonas de cavitación, el oxígeno del aire disuelto en el agua, se desprende en forma de oxígeno naciente y ataca a los conductos, especialmente a los metálicos.

Para resistir la oxidación son mejores los conductos de concreto y entre los metálicos los de fierro fundido.

Si se analiza la carga que en una toma se pierde se encuentra que esta energía debe transformarse a lo largo de los conductos de la toma, ya sea calentando el mismo líquido y a las paredes de los conductos, pero es probable que la energía del agua no sólo se transforme en energía calorífica, sino también en energía química, lo que hace aumentar el poder oxidante de las aguas.

En el diseño de obras de toma para grandes cargas cualquier dispositivo que cause la formación de vacíos debe evitarse, tanto como sea posible. En caso de que esto no sea posible, un amplio abastecimiento de aire debe proporcionarse en la zona donde se espera la formación del vacío.

Una manera de evitar que el vacío se produzca frecuentemente es: hacer que el dispositivo del control tenga su descarga directamente a la atmósfera, y sólo el cierre de emergencia se encuentre a la entrada de los conductos.

Los conductos de toma llevarán el líquido a presión pero el estrangulamiento donde podría producirse el vacío, descargará el aire.

El dispositivo más comúnmente usado para controlar el gasto es el de las válvulas de agujas con descarga al exterior.

Existen varios tipos de tomas, de los cuales los principales son los siguientes:

1º Conductos practicados en las cortinas de mampostería o concreto provistos de compuertas deslizantes en la entrada.

2º En los mismos tipos de cortina con compuertas deslizantes en la entrada que servirán de ese cierre de emergencia y válvulas en el extremo libre de la toma que servirá para el cierre de servicio.

3º Doble juego de compuertas deslizantes a la entrada, siendo las aguas arriba las compuertas de emergencia y las otras son compuertas de servicio, tal es el caso de la obra de toma de la presa de "Don Martín" en el Distrito de Riego Número 4.

4º Doble juego de válvulas a la entrada de conductos metálicos.

En cortinas de tierra o de enrocamiento puede estar localizada la toma atravesando la cortina, lo cual no es muy recomendable, o bien en un túnel. Este dispositivo es más seguro. El túnel puede trabajar a presión en toda su longitud o puede trabajar a presión sólo en parte y el resto servirá ya como canal o ya como galería, en la cual se colocarán las tuberías que lleven el agua de la toma cuando no haya tuberías, todo el túnel puede trabajar como canal o como galería, es decir, sin presión.

5º Cuando el túnel trabaja sólo en parte a presión se coloca un tapón de concreto en la parte del túnel que vendría a quedar abajo del dentellón de la cortina y en este tapón se insertan las tuberías que deban conducir el agua a presión en el resto del túnel.

Inmediatamente después del tapón se colocan las válvulas de emergencia que generalmente son del tipo de mariposa y las válvulas de servicio están a la salida de las tuberías.

6º Se pondrán las válvulas de emergencia y de servicio inmediatamente después del tapón cuando las válvulas de servicio descargan en el interior del túnel y éste conduce como canal el agua hasta su salida.

Para dar las dimensiones de una toma se necesita conocer el gasto y la carga que da la velocidad a la salida de la toma

Si se supone

$Q =$ al gasto y

$H =$ a la carga de que disponemos a la salida, la velocidad a la salida será

$$V = \sqrt{2gh}$$

Conocida V se puede determinar el área de los orificios de salida, pues

$$A = \frac{Q}{V}$$

Para conocer H necesitase en primer lugar conocer la altura a la que se instalará la toma en la cortina; esta altura debe ser lo más baja posible pues en igualdad de dimensiones del orificio, el gasto será mayor cuando la carga sea mayor.

Por tanto, la toma se debe localizar en la parte más baja de la presa, pero en donde no haya peligro de azolves.

Basta fijar la altura necesaria para los azolves para que quede fija la altura de los orificios de la toma.

La carga total solamente en parte servirá para dar la velocidad, pues otra parte de esta carga se perderá por las causas siguientes: por atravesar las rejillas, por las contracciones de entrada, por los codos y curvas de los conductos y por fricción en los conductos, por tanto, es de gran interés conocer las pérdidas de carga, para saber la carga de que disponemos para dar la velocidad a la salida y por tanto, determinar las dimensiones de la toma.

La altura mínima de las aguas para dar la carga total se fija por consideraciones económicas.

Pérdida de carga.—1ª Pérdida de carga por el cruce de las rejillas que la experiencia ha comprobado que varía alrededor de 15 centímetros, siempre que se tenga la precaución de que el agua pase a través de la rejilla con una velocidad próxima a 60 centímetros.

2ª Pérdida de entrada, la cual debe valuarse como 0.5 de la carga de velocidad; de aquí que para estos cálculos hay que proceder por tanteos pues la velocidad aún no se conoce. Se recurre a tomar velocidades adoptadas en tomas ya construidas.

3ª Pérdida de carga debida a los cambios de sección en los conductos de la toma con o sin transiciones,

4ª Pérdida de carga por codos y curvas de los conductos.

5ª Pérdida de fricción en los conductos y

6ª Por ramificación de los conductos.

Todas estas pérdidas de carga por fricción pueden calcularse por cualquiera de las fórmulas usuales, si se usan la de Chezy con el coeficiente de Manning, es común en conductos de concreto usar un coeficiente de rugosidad. ($n = 0.014$) y para el fierro fundido ($n = .012$).

TORRE DE TOMA

Cuando la entrada de la toma queda retirada en el plano horizontal de la corona de la cortina habrá necesidad de construir una torre de toma, en la vertical de la entrada de la toma y sobresalir del nivel más alto de las aguas, con el objeto que los vástagos que controlan las compuertas de la toma sean verticales y el control quede en la entrada de la toma.

En algunos casos los vástagos son inclinados siguiendo el talud del dique, por tanto no hay necesidad de construir la torre, pero en este caso los vástagos son más largos y las compuertas son más grandes, pues siendo el eje de los conductos horizontal cualquier sección de los conductos que no sea vertical será más grande que la sección vertical.

Es por estas razones que las torres de toma se emplean más frecuentemente. Las torres de toma están formadas o bien por columnas o por cartones de concreto armado, tanto las columnas como los cartones deben contraventarse.

Las fuerzas que deben tenerse presentes al diseñarse una torre de toma son las debidas a los mecanismos elevadores de las compuertas (malacates), el peso propio de las estructuras, el peso del puente de servicio y las fuerzas debidas al oleaje y a la presión del viento, estas últimas fuerzas son horizontales.

Los principios para el diseño no ofrecen particularidad especial y deben diseñarse estas torres de acuerdo con los principios generales del diseño de estructuras de concreto armado o de mampostería, según que la torre sea de concreto o de mampostería. Deberán contraventarse las columnas o los cartones en las torres de concreto armado, y además deben colocarse estos contravientos de tal modo que sirvan de apoyo a las guías de los vástagos.

Como ejemplo de una torre de toma con plataforma de maniobras y columnas se cita la torre de toma de El Rodeo en el Estado de Morelos; como un ejemplo de torre de toma con cartones y caseta de maniobras se cita la torre de toma de la presa Don Martín en el Distrito de Riego Número 4.

Además en la torre de toma debe instalarse la entrada del aire para la ventilación, este aire puede conducirse o bien por tubos en la parte exterior de la estructura de la torre o por tubos en el interior de los elementos estructurales de la toma, y por tanto, es pertinente indicar las dimensiones que deberán tener esos tubos.

Los tubos para la ventilación deberán tener las dimensiones que se deduzcan de las siguientes reglas.

El tamaño mínimo de conductos para el aire requerido en las compuertas ventiladas se proporciona como sigue:

Se supone que el aire recorre las tuberías de ventilación con una velocidad de 152 metros por segundo.

El gasto de aire debe ser para las siguientes cargas:

0 a 9 metros no se necesitará ventilación.

9 a 15 metros 9% del gasto del agua.

15 a 23 metros 12% del gasto del agua.

23 a 30 metros 16% del gasto del agua y de

30 a 38 metros 21% del gasto del agua.

REJILLAS

Una rejilla debe tener las dimensiones necesarias para dejar un área libre en la cual el gasto máximo de la toma pase con una velocidad de 60 centímetros por segundo, por tanto el área libre de las rejillas está dada por la fórmula:

$$A = \frac{Q}{.60}$$

A = Área en metros cuadrados.

Q = Gasto en metros³/seg.

Se supone que el área ocupada por las rejillas propiamente dichas sea un 25% del área antes determinada, por lo tanto el área total que deba tener una rejilla es

$$A_t = 1.25 A$$

Las fuerzas que actúan sobre una rejilla son difícilmente valuables.

Se ha convenido en considerar que la rejilla se llega a tapar completamente y tenga que soportar una carga hidráulica de 15 metros o la mitad de la carga hidráulica total cuando esta mitad es menor de 15 metros, pero nunca deberá soportarse una carga menor de 6 metros.

La estructura de concreto donde se apoyan las soleras se diseña de acuerdo con los principios generales del diseño de esta clase de estructuras en tanto que las soleras que forman la rejilla deberán estar diseñadas de tal modo que tengan los esfuerzos de trabajo muy próximos a los de ruptura para que en caso de falla las soleras se rompan antes que el resto de la estructura.

Los barrotos que forman las rejillas deberán tener una separación de 15 centímetros de centro a centro cuando el uso a que se va a destinar el líquido almacenado sea para riegos. Los barrotos de las rejillas deben colocarse en dispositivos especiales que permitan un fácil cambio de estos barrotos cuando llegan a sufrir algún deterioro.

CONDUCTOS

Los conductos de una toma pueden estar en el túnel, y en algunos casos se utiliza el túnel o los túneles de la obra de desviación; estos túneles pueden trabajar a presión como canales, o servirán simplemente de galería y en ella se colocará una tubería metálica por donde se conduce el agua extraída de la presa.

Es preferible alojar en túneles los conductos de las tomas, pero hay casos en que los conductos de la toma se forman con concreto armado, los cuales pueden tener ya sea la forma circular, forma de herradura o formas rectangulares; en estos casos estos conductos deben diseñarse de tal manera que sean capaces de resistir la carga del terraplén que se coloca sobre ellos y de la presión hidrostática que sobre ellos actúe; además deben estar provistos de dentellones que hagan difícil la filtración donde el terraplén se une con la superficie de los conductos de toma.

Cuando la roca sea de muy buena clase puede trabajar todo el túnel a presión y los mecanismos de control de gasto se instalan a la salida de los conductos, éstos son una válvula de servicio y otras de emergencia. Las válvulas de servicio descargan directamente al aire.

Cuando sólo parte del túnel trabaja a presión ésta es la parte comprendida del dentellón impermeabilizante del dique hacia aguas arriba.

Con el objeto de evitar las filtraciones que pueda tener el túnel en la parte que trabaja a presión se inyecta mortero de cemento que sirve a la vez para tapar las grietas de la roca y para rellenar los huecos que hayan quedado entre el revestimiento del túnel y la roca.

En el extremo de la parte que trabaje a presión se coloca un tapón. Cuando estos tapones son muy grandes hay necesidad de poner tuberías, para facilitar la refrigeración de la masa de concreto y se toman precauciones especiales para evitar el posible deslizamiento de este tapón, mediante dientes de sierra.

Aguas abajo de este tapón se colocan los dispositivos de control, es decir, las válvulas de emergencia, tuberías y las válvulas de servicio y el resto del túnel podrá trabajar como canal.

Las válvulas de emergencia son del tipo de válvulas de mariposa y las válvulas de servicio son para cargas mayores de 30 metros del tipo de válvulas de aguja y para cargas menores, de válvulas de compuerta.

Cuando el túnel sea una galería se instalarán las válvulas de emergencia del tipo de mariposa, inmediatamente después del tapón y en el extremo, las válvulas de aguja o de compuerta.

Con objeto de poder colocar los dispositivos de las válvulas cuando quede en la parte interior del túnel, se hace una ampliación de éste y se le llama galería de las válvulas, y con el objeto de que la maniobra sea fácil se coloca un control remoto fuera de los túneles; control que generalmente es eléctrico.

VALVULAS Y COMPUERTAS

Conveniencia de colocar compuertas en las tomas.—Si una toma sólo tuviese para obturar un solo juego de compuertas un desperfecto en ésta inutilizaría la toma. Si las compuertas de la toma no pudieran abrirse no cumplirían su cometido, si estando abiertas no pudieran cerrarse saldría el agua almacenada inútilmente y esto se evita colocando en cada toma dos cierres uno del lado de aguas arriba que es el cierre de emergencia, y otro ya sea inmediatamente atrás del cierre de emergencia o del extremo de los conductos de la toma que es el cierre de servicio.

En el funcionamiento normal de la toma, el cierre de emergencia debe quedar completamente abierto, y el gasto debe controlarse de acuerdo con las necesidades del servicio, por medio de la

mayor o menor obtención del cierre de servicio; los cierres deben tener mecanismos que permitan operarlos con la carga máxima de agua en la presa.

Si ocurre una avería en el cierre de emergencia y hay instalado un tubo de escape que comuniqué a la cámara que se forma entre los dos cierres, con el agua del vaso, abriendo este tubo de escape y cerrando las compuertas de servicio se igualarán las presiones en las dos caras de las compuertas de emergencia, haciendo esto más fácil su manejo.

Si la avería ocurre en el cierre de servicio se cierran las compuertas de emergencia y se hace la inspección y reparación de las compuertas de servicio en seco.

Cuando los conductos de la toma están formados por una tubería instalada en el interior de la galería, las compuertas o válvulas de emergencia deben colocarse lo más próximas que sea posible al extremo de aguas arriba de la tubería, con objeto de poder corregir los desperfectos que en la misma se noten.

La colocación del doble cierre en el extremo de aguas abajo facilita el acceso del mismo y no hay necesidad de emplear vástagos grandes para los mecanismos elevadores; es por tanto esta solución la más económica, pero tiene el inconveniente de no poder aislar a la tubería.

La descarga de las compuertas o válvulas de servicio en el extremo de aguas abajo de las tuberías presenta la ventaja de hacerse libremente a la atmósfera lo que evita la formación de vacíos.

TUBERIAS

El primer problema que el diseñador tiene que resolver, es elegir el diámetro de la tubería, pues hay una infinidad de diámetros que permitan conducir un gasto determinado, pero cuanto menor es el diámetro tanto mayor tiene que ser la velocidad del agua y por consiguiente las pérdidas de carga debidas a la fricción en la tubería, lo que hace que se pierda una cierta altura en el almacenamiento de la presa, por otra parte, cuanto menor diámetro tenga una tubería será más económica, y por tanto, para fijar el diámetro conveniente hay necesidad de hacer comparaciones económicas entre la pérdida que representa el almacenamiento del vaso y el costo de la tubería.

El material más usado para estas tuberías es el hierro; para calcular el espesor de estas tuberías se utiliza la fórmula de tubería de pared delgada

$$s = \frac{Rp}{\sigma}$$

en que

s = Espesor de la tubería.

R = Radio de la tubería.

p = Presión interna que soportará la tubería.

σ = Resistencia del material de que está hecha la tubería.

Estas tuberías se construyen soldando palastros o cosiendo los remaches; estas uniones disminuyen la resistencia, pero para tenerla en cuenta se toman coeficientes que reducen los esfuerzos de trabajo; las remachaduras de los palastros se hacen por simple o doble cubrejuntas, procurando que la unión sea perfectamente impermeable.

Los tubos generalmente se apoyan sobre macizos de concreto, con lo cual se producen esfuerzos axiales en sus paredes; un tubo en dichas condiciones trabaja como viga continua sobre varios apoyos sometido al momento de flexión siguiente:

$$M = \frac{NL}{12}$$

siendo

L = La separación de los macizos de concreto.

N = El peso total del agua y del tubo comprendido entre dos apoyos.

M = Momento de flexión.

El esfuerzo debido a la flexión es:

$$\sigma_1 = \frac{MD}{2I}$$

siendo

D = Diámetro del tubo.

I = Momento de inercia de la sección del tubo.

Para un espesor s este momento vale

$$I = \frac{s D^3}{8}$$

El esfuerzo de flexión se puede expresar en la forma siguiente:

$$\sigma_1 = \frac{4M}{s D^2}$$

Las uniones con soldadura o con remaches tiene menor resistencia que el palastro, y por eso no deben colocarse en la parte más alta ni en la parte más baja de los tubos, donde los esfuerzos son mayores.

Se recomienda colocarlos formando ángulos de 45° con los ejes horizontal y vertical de la tubería.

A los esfuerzos debidos al momento flexionante hay que añadir el esfuerzo provocado por las dilataciones o contracciones que se produzcan por la variación de temperatura. Esto queda valuado por la siguiente fórmula:

$$\sigma_2 = \frac{F}{A}$$

siendo

F = Fuerza axial total que soporta la tubería debido al cambio de temperatura

A = Area de la sección del tubo.

El esfuerzo total axial que soporta el tubo es

$$\sigma_1 = \sigma_1 + \sigma_2$$

Si se quiere que este esfuerzo total no pase de cierto valor la separación entre los soportes de concreto queda determinada.

Los esfuerzos de trabajo comúnmente admitidos para esta clase de tubería son los siguientes:

800 kgs/cm² Para tubería de acero dulce.

1000 " " Para tubería de acero Siemens-Martin.

A los espesores obtenidos por el cálculo se les añaden dos o tres milímetros para prevenirse contra el debilitamiento causado por la oxidación.

Cuando los espesores pasen de 100 milímetros no se construyen los tubos de espesor uniforme

sino que se les construyen cinchos del mismo material de la tubería.

Las tuberías metálicas se construyen de diferentes maneras, soldando los palastros, cosiéndolos con remaches o bien la laminación ya es en forma de tubo, por lo tanto no tendrá costura siguiendo el procedimiento de Mennesmann.

Desde el punto de vista hidráulico son preferibles los tubos laminados o soldados porque las costuras con remaches provocan pérdidas de carga y por tanto para la misma pérdida de carga habría que elegir tubería de diámetro mayor cuando fuera esta remachada, además la conservación de las tuberías lisas es más sencilla que la de las tuberías remachadas, porque en las últimas hay más peligro de oxidación.

Ejemplos de tomas de tuberías: presa Madero, Huichapan, Estado de Hidalgo; presa Obregón, San Luis Potosí.

Tuberías de hormigón.—Estas tuberías se colocan generalmente en contacto con el material que forma la cortina, por tanto deberá estar calculada tanto para soportar las presiones interiores debidas a la carga hidráulica como principalmente para las presiones exteriores debidas al peso del terraplén.

Para la valuación de estas cargas es muy útil servirse de los procedimientos de Marxton. Para el diseño estructural de estas tuberías se emplean los procedimientos ordinarios del Diseño de Arcos, o con tubos precolados, ejemplo: toma del canal de Tarecuato

BIBLIOGRAFIA

Arquitectura Hidráulica. A. Shoklitsch; Dams and Control Works, Bureau of Reclamation; Irrigación en México, Vol. VIII Marzo 1934.

