

300615

520j



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA

"Cálculo de la Cortina de una Presa de Almacenamiento del Tipo Gravedad"

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
L U I S A R I A S B R A V O

MEXICO, D. F.

1989



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CALCULO DE LA CORTINA DE UNA PRESA DE ALMACENAMIENTO DEL TIPO GRAVEDAD

TEMARIO GENERAL

I.- INTRODUCCION

1. Almacenamiento
2. Investigaciones previas
 - 2.1 Ubicación de la boquilla
 - 2.2 Topografía
 - 2.3 Geología
 - 2.4 Hidrología.
 - 2.5 Disponibilidad de materiales
 - 2.6 Aspectos sociales

II.- GENERALIDADES

1. Clasificación del tipo de cortinas
2. Tipos de vertedores

III.- SECCION NO VERTEDORA

1. Fuerzas que se consideran en el proyecto
2. Coeficientes de seguridad
 - 2.1 Vuelco
 - 2.2 Deslizamiento
 - 2.3 Esfuerzos en el concreto

IV.- SECCION VERTEDORA

1. Sección transversal del cimacio con cresta libre
2. Descarga sobre una cresta de cimacio
3. Efecto de la profundidad de la llegada
4. Efecto de las cargas diferentes a la de proyecto
5. Efectos del talud del paramento de aguas arriba
6. Efectos de interferencia del lavadero de aguas abajo y de la sumergencia

V.- PROGRAMA DE COMPUTACION

1. Sección no vertedora
 - 1.1 Modelo matemático
 - 1.2 Fuerzas actuantes en la sección no vertedora
 - 1.3 Momentos de volteo respecto al pie de la cortina (punto A)
 - 1.4 Revisión de las condiciones de seguridad
 - 1.5 Fuerza resultante
 - 1.6 Esfuerzos en el concreto
 - 1.7 Volumen de material por colar para cada incremento de altura
2. Sección vertedora
 - 2.1 Geometría de la sección vertedora
 - 2.1.1 Coordenadas del perfil del cimacio, aguas arriba de la — cresta vertedora
 - 2.1.2 Radios de la curva compuesta aguas abajo del eje de la — cresta vertedora
 - 2.1.3 Coordenadas del punto de tangencia
 - 2.2 Funcionamiento hidráulico de la sección vertedora
 - 2.3 Relación carga - gasto
3. Diagrama de flujo
 - 3.1 Simbología
 - 3.2 Sección no vertedora
 - 3.3 Sección vertedora (geometría de la sección)
 - 3.4 Sección vertedora (funcionamiento hidráulico)
4. Codificación del programa de computación

VI.- REVISION " PRESA TRIGONIL "

1. Descripción
2. Localización
3. Datos de proyecto
4. Sección no vertedora
5. Sección vertedora
6. Aplicación del programa de computación

APENDICES.

A. CONCLUSIONES

B. BIBLIOGRAFIA

CAPITULO 1
I N T R O D U C C I O N

1.- ALMACENAMIENTO

Las aguas que escurren en una corriente natural, río, arroyo - pueden aprovecharse para sistemas de abastecimiento, riego, control de avenidas y generación de potencia, con pocos desperdicios, almacenando las en algún lugar adecuado y utilizándolas con la infraestructura --- necesaria.

En general, las condiciones del escurrimiento de los ríos y el clima se repiten de un modo parecido cada año. Así tendremos la época de las --- lluvias en la que se presentarán avenidas que mediante un almacenamiento pueden aprovecharse para la generación de energía eléctrica o para riego en las diferentes épocas del año.

Para almacenar el agua se requiere de un vaso de almacenamiento, que - es un valle que termina en un estrechamiento llamado boquilla en la --- cual se puede construir una cortina, que cierre el vaso en su parte --- final, completando la formación de un lago artificial.

Al conjunto de obras que se construyen en la boquilla, se le denomina presa y cuenta con otras estructuras que son:

CORTINA- Es la estructura que tiene por objeto cerrar un valle natural impidiendo el flujo del agua del río de tal modo que sea posible, el - almacenamiento del agua dentro del valle.

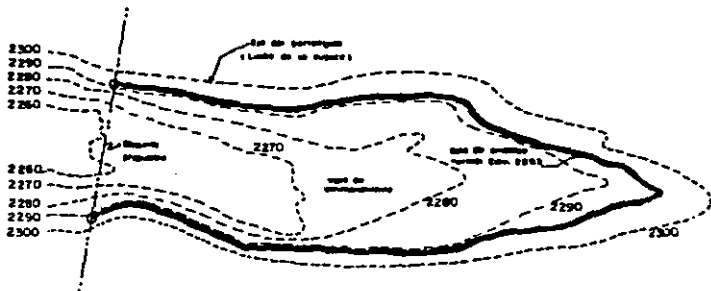
OBRA DE TOMA- Es la estructura que permite la extracción de las aguas- en el momento requerido.

OBRA VENTEDORA- Se utiliza para dar paso a las aguas sobrantes en el - vaso, en forma más o menos controlada para no dañar a la presa ni a los terrenos o propiedades, aguas abajo de ella.

De esta forma se requiere también que en algún lugar relativamente --- próximo al vaso y dominado topográficamente por la obra de toma se --- pueda establecer, si es el caso; la zona de riego donde se utilice el- agua en forma económica.

Se procura que haya un equilibrio lógico entre la cantidad de agua con- que se cuenta, la capacidad del vaso y la demanda solicitada según el - destino de la obra.

Un aprovechamiento superficial en su forma más completa consta de el -- sistema de almacenamiento formado como se explicó anteriormente por un- depósito natural al que se le denomina vaso de almacenamiento y el cual en su parte más estrecha, a la que se le llama boquilla queda cerrado - por la cortina de la presa de almacenamiento.



" SISTEMA DE ALMACENAMIENTO "

Como se indica en la lámina anterior el sistema de almacenamiento tiene su origen en la cuenca, que es el área en la cual toda el agua que llueve reconoce esa corriente.

El perímetro de la cuenca o límite de ella es la línea que se denomina parte aguas, es una línea imaginaria que pasa por el punto más alto de las montañas que limitan a la cuenca.

Como se indica en la lámina, el vaso de almacenamiento estará situado al final de la cuenca limitada en su parte más estrecha por la boquilla.

En la sociedad moderna se hace necesaria la conservación de los recursos hidráulicos por medio de una planificación integral. Debido a esto las presas deben planificarse teniendo presentes todos los usos del agua así como los factores topográficos y geológicos, la disponibilidad de los materiales, aspectos ecológicos de la región, las vías de comunicación existentes o por construir, el costo económico del proyecto y fundamentalmente el beneficio social que presenta, su construcción y su aprovechamiento.

El desarrollo de un proyecto implica la realización de investigaciones previas, las cuales incluyen conceptos que influyen en la selección del tipo, tamaño y ubicación de la presa.

Existen restricciones legales en cualquier obra que se hace en un río con respecto al control de sus aguas. Todos los requisitos legales de las dependencias estatales o federales, deben determinarse con anticipación y adecuarse a ellos.

En muchos casos la presa se construirá solo con las limitaciones de estas dependencias de control.

Una vez determinada la necesidad de la construcción de una presa se realizan estudios de factibilidad y los estudios necesarios para determinar la relación beneficio costo de la obra.

2.- INVESTIGACIONES PREVIAS

2.1 UBICACION DE LA BOQUILLA

Por medio de un estudio sistemático y cuidadoso se podrá determinar la ubicación de la boquilla dentro de la localización general de la cuenca de almacenamiento .

Las condiciones topográficas de la cuenca y las características del subauslo para la cimentación, se deben determinar en las investigaciones previas del proyecto.

Estos dos factores podrán determinar una elección preliminar del tipo de presa por construir y fundamentalmente la ubicación de la misma.

Sin embargo, la elección final estará determinada por el costo de construcción, por lo que se obtendrán algunas alternativas y se seleccionará la que cumpla con las mejores condiciones de ubicación y costo.

Para hacer la exploración se requiere el levantamiento de planos topográficos precisos de cada boquilla que pueda ubicarse dentro de toda la zona.

En estos planos se hará la distribución general de la obra, por lo que se requiere de una escala lo suficientemente adecuada.

Por medio de la exploración física de la zona se podrá determinar si la boquilla es utilizable o no.

Realizadas las exploraciones podrán hacerse croquis de tanteo para determinar la ubicación de la presa y detalles como las plantas de energía eléctrica, ubicación de la obra de toma y la obra de excedencias.

Los detalles físicos de la boquilla se determinarán, con objeto de hacer un croquis de la presa y poder localizar la ubicación de los bancos de materiales y la planta de trabajo durante la construcción de la obra.

Algunos factores que se consideran también en la selección de la posición de la boquilla son la localización de esclusas, pasos para peces y para troncos de madera y localización de vías de acceso.

2.2 TOPOGRAFIA

A menudo la topografía determina, el tipo de presa que se construirá.

Si la boquilla topográficamente es estrecha y con fuertes pendientes — dependiendo de las condiciones geológicas, es probable que el tipo de cortina más recomendable sea de tipo rígido. En cambio, si la cortina — es extendida y de gran anchura, puede ser recomendable un tipo de cortina flexible.

Así mismo si se presenta una cañada angosta en forma de "V", se puede — construir una presa de arco.

En general, la topografía indica las características de la superficie — del valle y la relación de las líneas de nivel a los diferentes requisitos de la estructura.

El estado de la alteración de la roca superficial debe incluirse en el estudio topográfico.

En los estudios de la localización de las presas deberá elegirse la — que permita dar la mejor posición de la presa.

2.3 GEOLOGIA

Teniendo presente los estudios topográficos e hidrológicos — realizados para los distintos sitios considerados como probables para la ubicación de la boquilla, se elegirá el sitio que reúna las condiciones geológicas más favorables para la cimentación, y empotramientos posibles para la cortina.

Si las condiciones geológicas de la boquilla son de terrenos poco — flexibles, puede resultar conveniente proponer una cortina de tipo — flexible.

En cambio si la boquilla geológicamente está formada por rocas resis— tentes e impermeables en sus laderas, podrá pensarse en un tipo de cor— tina en arco.

Si la boquilla presenta caracteres geológicos, resistentes e impermea— bles tanto en sus laderas como en el fondo, se puede recomendar cual— quiera de los tipos rígidos de cortina como son el de sección de grave— dad de mampostería o de concreto, principalmente si se tienen dificultades para la localización del vertedor y de la obra de toma, que en — este caso se podrán localizar en el cuerpo de la cortina.

La importancia de las condiciones geológicas radica en determinar los — factores que intervienen para soportar el peso de la presa.

Generalmente los materiales existentes en el lugar donde se pretende - construir la presa limitan el tipo de la misma, aunque estas limitaciones pueden compensarse en el desarrollo del proyecto.

La exploración inicial puede consistir en hacer unos cuantos sondeos - extrayendo muestras cilíndricas en lugares elegidos en forma provisional.

Su análisis en relación con la geología general de la zona, a menudo - excluye ciertos lugares como no factibles, especialmente cuando aumenta la altura de las presas.

Una vez restringido el número de localizaciones posibles, se efectúan - investigaciones geológicas, más detalladas.

En los estudios geológicos se deben definir con la mayor precisión - posible fallas geológicas, contactos, zonas permeables y otros detalles subterráneos.

La profundidad probable de la excavación en todos los puntos deberá - deducirse del estudio de las muestras cilíndricas obtenidas.

En las presas pequeñas no es necesario realizar sondeos muy profundos. Sin embargo al aumentar la altura de la presa y los requisitos de - seguridad, deberá aumentarse la profundidad y su número.

Si los materiales de la cimentación son blandos, deberá hacerse - investigaciones completas para determinar;

- a) PROFUNDIDAD
- b) PERMEABILIDAD
- c) CAPACIDAD DE CARGA

Las diferentes cimentaciones frecuentemente encontradas en la construcción de presas son:

- 1.- ROCA SOLIDA
- 2.- GRAVA
- 3.- LIMO ó ARENA FINA
- 4.- ARCILLA
- 5.- MATERIAL HETEROGENEO

En la construcción de las presas sobre materiales blandos como lo son del caso 2 al 5, se presentan problemas adicionales, como lo son, asentamientos, tubificación, permeabilidad excesiva, erosión bajo el pie de la presa de aguas abajo. Estas condiciones son más críticas que cuando se desplanta una presa sobre roca, sin embargo también se presentan para las presas de tierra.

A menudo, un buen estudio geológico se puede determinar con algunos andueos, sin embargo se debe tener en cuenta que el conocimiento geológico de las deformaciones subyacentes constituyen un auxiliar valioso para valorar la seguridad de la presa.

2.4 HIDROLOGIA

Los estudios de hidrología son necesarios para determinar los volúmenes de agua que hay que desviar durante la construcción, la frecuencia con que usar los vertedores de demasías, en combinación con desfogue, para determinar las descargas máximas en las presas derivadoras y para obtener bases para estimar la energía eléctrica que puede generarse.

Los estudios hidrológicos son complejos, sin embargo puede usarse procedimientos simplificados, si se hacen algunas estimaciones conservadoras para asegurar su seguridad estructural.

Las fórmulas son una guía para obtener cálculos preliminares.

Las ecuaciones empíricas permiten estimar las descargas máximas.

Sin embargo, el volumen de escurrimiento asociado con la descarga y la distribución del gasto en el tiempo, son los datos para el proyecto los cuales permiten conocer tanto la descarga máxima como el total de las aportaciones de la cuenca al vaso, constituyendo la base para realizar estimaciones seguras para obras de irrigación, abastecimiento de agua, o generación de energía eléctrica.

En base a estudios hidrológicos seguros se podrá elegir la capacidad correcta del vertedor de demasías para obtener un rango de seguridad aceptable.

La importancia de la seguridad en el vertedor de demasías es un factor de vital importancia, ya que la falta de capacidad en el mismo han producido la falla de presas; en el caso contrario, cuando un vertedor de demasías se encuentra excedido, la funcionalidad de la presa se verá

limitada siendo incapaz de satisfacer las necesidades para lo cual fué diseñada.

Las presas de enrocamiento y las presas de tierra deben de analizarse de tal forma que no se presentan fallas en el vertedor de demasías, por el contrario las presas de concreto deberán poder soportar rebosamientos moderados.

El vertedor de demasías como es sabido, permite expulsar el agua que no puede ser retenida en el espacio de almacenamiento del vaso, por lo que al realizar la exploración para determinar la localización de la presa se debe tomar en cuenta la posición y tamaño del vertedor de demasías. Las condiciones del lugar donde se construya la presa influirá por tanto en el tipo, localización y en los componentes del vertedor.

Los gastos de diseño que se consideran para la construcción de la presa en base a los estudios hidrológicos, deberán ser tales que puedan pasar por el vertedor sin poner en peligro a la presa y a las zonas cercanas aguas abajo de la misma.

Por tanto, el estudio de las aportaciones de la corriente es tan importante como lo son los estudios geológicos y topográficos.

2.5 DISPONIBILIDAD DE MATERIALES

La disponibilidad de materiales necesarios para la construcción de la presa, es un factor muy importante que influye en forma determinante en la elección del tipo de cortina.

Si cerca de la boquilla se pueden explotar bancos de arcilla, arena, grava y roca, podrá proponerse el tipo de cortina de materiales graduados, aprovechando si es posible; como resaca, el producto de las excavaciones del vertedor y de la obra de toma.

En cambio si cerca de la boquilla se tiene arena y grava de la calidad conveniente para la elaboración de concreto, entonces desde este punto de vista de materiales disponibles podrá recomendarse la instalación de una planta dosificadora para la construcción de una cortina rígida de concreto simple o ciclópeo siempre y cuando el cemento no quede a una distancia excesivamente del sitio de la obra, lejana.

La construcción de una cortina alejada de las vías de comunicación por razones económicas debe proponerse con materiales que se tengan cerca — nos a la boquilla, es decir, cortina del tipo flexible, ya sea de materiales homogéneos o de distintos materiales en su sección.

2.6 ASPECTOS SOCIALES

Además del beneficio social que presenta la construcción de una — presa en relación al uso el cual se haya diseñado, se debe contemplar — el tipo de obra que genere el mayor número de empleos con el fin de — beneficiar a los habitantes cercanos al sitio donde se pretende construir la presa, ya que muchas veces serán ellos los beneficiados.

Para tomar en cuenta este punto será necesario investigar la capacidad — de los usuarios para realizar trabajos de albañilería y así poder recomendar la construcción de una presa con cortina de concreto si se cuenta con carpinteros y albañiles o de mampostería si solo se cuenta con — albañiles y peones.

Dentro de este factor habrá que considerar también la seguridad con que — se debe garantizar la vida y las propiedades aguas abajo de la presa, — para construir una cortina, estable e impermeable y su vertedor con — capacidad suficientemente estudiada hidrológicamente y la cortina analizada para asegurar su estabilidad bajo las condiciones posibles.

La elección del tipo de cortina, vertedor de demasías, la obra de toma — y obras complementarias en relación al costo de construcción han representado un problema al que constantemente se debe enfrentar, por lo que se debe proponer varias alternativas, elaborando anteproyectos que permitan cuantificar y al final elegir el tipo de obra más conveniente — desde los puntos de vista de funcionamiento y economía.

CAPITULO II GENERALIDADES

1.- CLASIFICACION DEL TIPO DE CORTINAS

Como ya se citó anteriormente, la cortina cierra un valle natural represando el agua hasta una elevación suficiente que permita derivar el gasto necesario por la obra de toma. Para esto se requiere que la cortina sea resistente para soportar los esfuerzos a los que va a quedar sujeta, siendo necesario además que sea lo suficientemente impermeable para impedir el paso del agua a través o por debajo de la misma. Dos son, por lo tanto, los requisitos fundamentales que debe tener una cortina.- estabilidad e impermeabilidad.

En función de estas características, se tiene una gran diversidad de tipos de cortinas, construidas con los materiales más variados.

No existe una convención universal para clasificar diversos tipos de cortinas. Sin embargo se puede hacer una clasificación atendiendo a los siguientes aspectos.-

1.- La forma en que transmiten los esfuerzos que se ejercen en la cortina son :

- a) GRAVEDAD.- Son aquellas cortinas en las cuales los empujes del agua, vientos, azolves, sismos y otros son transmitidos a la cimentación por medio de planos verticales; se puede considerar el tipo de cortina de gravedad sólido y el tipo de cortina de gravedad husca, como son las cortinas de machones de cabeza redonda o de diamante.
- b) ARCO.- Las cortinas del tipo de arco son las que según la forma geométrica en planta, permiten la transmisión del empuje del agua y de otras fuerzas, como sismo, efectos de la temperatura, etc.-- en planos horizontales hacia los atraques en el cañon o laderas adjuntas.
- c) MIXTOS.- Las cortinas del tipo mixto, como las de arco gravedad son aquellas en las que existen elementos estructurales que transmiten las fuerzas en planos horizontales o ligeramente inclinados con relación a un eje horizontal y elementos que transmiten las -

fuerras en planos verticales.

Cabe considerar virtualmente dividido el cuerpo de la cortina en anillos horizontales y en secciones verticales. Los anillos horizontales toman parte de las cargas actuantes y las transmiten horizontalmente a las laderas.

Las secciones verticales toman el resto de las cargas actuantes y las transmiten por medio de planos verticales a la cimentación.

La relación de cargas que se transmiten en forma horizontal y vertical, dependerán del grado de rigidez y dimensiones relativas de unos y otros elementos de la sección, en consideración que entre mayor sea la esbeltez de una presa de arco gravedad, mayor será la porción de esfuerzos que se transmita por la acción del arco; es decir, en forma horizontal.

En el tipo de presa de arcos múltiples, los arcos transmiten en planos inclinados las cargas a los machones adyacentes y estos a su vez transmiten al terreno, por medio de planos verticales las reacciones que reciben.

En el tipo de presa de losa y machones, las losas son los elementos que transmiten horizontalmente las cargas a los machones adyacentes y los machones transmiten en forma vertical los esfuerzos que reciben.

11.- Según los materiales que constituyen el cuerpo de la cortina. En algunos casos se les llama a las cortinas según el material del cual se forma la mayor parte de su estructura.

1.- CORTINAS DEL TIPO FLEXIBLE.- En este tipo de cortinas se utilizan los materiales cercanos a la boquilla en su forma natural, colocándolos de manera tal, que se logren los objetivos de impermeabilidad, estabilidad y resistencia. Estas cortinas comúnmente se designan con el nombre del material que predomina en la sección y son principalmente:

1.1 CORTINAS DE TIERRA

Utilizan los materiales en su forma natural con un mínimo de transformación y se pueden construir con equipo primitivo.

Los modernos equipos para movimientos de tierra hacen que el tiempo de construcción de estas presas sea muy reducido.

Las presas de tierra actualmente compiten ventajosamente en costo con las presas de mampostería de igual altura dentro de rangos semejantes de seguridad y eficiencia, además de que las presas de tierra se adaptan fácilmente a las cimentaciones formadas de materiales granulares. Atendiendo a las funciones que desempeñan los materiales en la sección se distinguen los siguientes tipos básicos de secciones de cortinas de tierra:

1.1.1 Materiales Homogéneos.- Se constituyen en su mayoría por un solo material que proporciona simultáneamente la impermeabilidad y la estabilidad necesarias. Se emplean en este tipo de sección, suelos finos, limosos o arcillosos y suelos gruesos con alto contenido de finos, que tienen baja permeabilidad. Normalmente intervienen, en volúmenes menores, otros materiales auxiliares, enrocamiento, para protección de los taludes exteriores, gravas y arenas que contribuyen en ocasiones a proteger la corona.

1.1.2 Materiales graduados.- Al disponer de volúmenes suficientes de materiales con diferente permeabilidad, estos se distribuyen de acuerdo con su permeabilidad. Se distinguen en la sección de materiales graduados, varias zonas que desempeñan las siguientes funciones:

ZONA CENTRAL.- Es el corazón impermeable que proporciona estabilidad y la impermeabilidad a la cortina según sus propiedades mecánicas; utilizándose generalmente en esta zona suelos finos, limosos o arcillosos, o suelos gruesos con alto contenido de finos con baja permeabilidad.

ZONA DE TRANSICION.- Esta zona cubre a la anterior y se forma por suelos permeables o semipermeables, cuya permeabilidad es del orden de 100 o más veces que de la zona central.

Se utilizan gravas y arenas limpias de buena graduación con bajo contenido de finos. La función principal de esta zona es trabajar como filtro protector de la zona central y proporciona parte de la estabilidad en la estructura.

ZONA EXTERIOR.- Se constituye por materiales pesados y de alta resistencia al esfuerzo cortante, aportando junto con la zona de filtros o de transición la mayor parte de la estabilidad. Se forma con gravas gruesas, mezclas de gravas arenas y boleas. Los enrocamientos auxiliares de protección de los taludes exteriores evitan la erosión por oleaje o lluvia.

1.1.3 SECCION MIXTA.- Se constituye por un corazón impermeable formado por materiales como los empleados en la sección de materiales homogéneos, y respaldos muy importantes de enrocamiento o boleos, gravas y arenas de alta permeabilidad, que aportan la mayor parte de la estabilidad por su alta resistencia al esfuerzo cortante. Los respaldos de enrocamiento se separan del corazón por capas también de roca de poco espesor que operan como filtros. Si los respaldos se forman por mezclas de grava, arena y cantos rodados, se pueden suprimir los filtros.

El talud de aguas abajo de una presa de tierra puede estar sujeto a la erosión debido a lluvia, viento y acción animal. En cortinas con revestimiento pétreo esto no representa problemas, pero en los taludes de tierra se recomienda cubrirlos con hierbas de raíz larga como el pasto, así mismo debido a la acción erosiva del agua y en vista de que esta acción aumenta al aumentar la longitud de los taludes, deben colocarse bermas o banquetas, a intervalos de 15 metros de elevación en promedio, para interceptar el agua de lluvia y descargarla con seguridad. Se requiere también proteger la corona con una capa de tepetate o algún material similar de 50 centímetros de espesor y posteriormente capas sucesivas de grava o gravilla con el objeto de obtener una superficie similar a la de rodamiento, usando en algunos casos parapetos para ampliar el bordo libre de la presa.

1.2 CORTINAS DE ENROCAMIENTO.- Las cortinas de enrocamiento tienen características que varían entre las de las cortinas de gravedad y las de tierra.

Las cortinas de enrocamiento se construyen de rocas o piedras grandes, para proveer su estabilidad y con una membrana de concreto sobre el talud aguas arriba, o algún otro tipo de diafragma para obtener impermeabilidad.

La presa de enrocamiento se constituye entonces de dos elementos estructurales básicos, uno impermeable y un pedraplén que la sostiene. El pedraplén generalmente se constituye de una sección aguas arriba de zampado seco o aún mampostería y de una sección continua y prolongada hacia aguas abajo de enrocamiento suelto. El enrocamiento que se usa debe ser capaz de resistir la erosión de todo tipo y lo suficientemente fuerte para soportar cargas de gran intensidad aún cuando esté

húmedo. El enrocamiento de aguas abajo sostiene la parte restante, el —
zampeado, la membrana, la carga de agua y algunas otras cargas.

Como la carga se transmite a través del relleno mediante el contacto de —
una piedra con otra, se obtienen mejores resultados cuando se coloca —
un relleno denso de roca bien graduada.

El tamaño de las rocas puede variar desde piedras pequeñas hasta rocas —
enormes de 3mts. de diámetro o más.

El zampeado seco del talud aguas arriba, transmite la carga de la membra —
na hacia el relleno de enrocamiento. Para este zampeado se usan piedras —
grandes de forma regular que se colocan generalmente a mano para obtener
una superficie suficientemente lisa sobre la que se coloca la membrana.

2.- CORTINAS DEL TIPO RIGIDO

2.1 Cortinas del tipo Gravedad.— La cortina del tipo gravedad se forma —
por elementos que se consideran aislados en su análisis, sin embargo —
constituyen un elemento más o menos continuo, los cuales soportan todos —
los esfuerzos que obran sobre la cortina, contrarrestándolos con su peso
propio y los transmiten al terreno de cimentación, según planos vertica —
les normales al eje de la cortina.

2.2 CORTINAS DE ARCO.— En principio, una cortina en arco se considera —
constituida por una serie de arcos de circunferencia o anillos horizonta —
les que transmiten su empuje a los empotramientos en las laderas o a —
contrafuertes, en el tipo de arcos múltiples.

CORTINAS DE ARCO- GRAVEDAD.— Cuando parte de las cargas horizontales son
soportadas por la cortina y transmitidas al terreno por gravedad, y el —
resto como arco, se tiene una cortina del tipo arco- gravedad.

La distribución de la carga entre los arcos y los cantilivers o elemen —
tos verticales, se determina comunmente por el llamado "Método de la —
Carga de Prueba ". Cerca del fondo del cauce la mayor parte de la carga —
la soportan los cantilivers, en tanto que la parte superior, la mayor —
parte de la carga la toman los arcos.

2.3 Cortinas del tipo Bóveda.— En este tipo de presas la carga originada
por la presión del agua se transmite al terreno en todos sentidos, traba —
jando como una verdadera bóveda o cúpula.

Se requiere por lo tanto que el terreno natural tenga como característi —
cas una alta resistencia a los empujes que se desarrollan en la —

hóveda, siendo por lo tanto indispensable contar en el terreno con rocasana y firme, exenta de fisuras o de otros defectos.

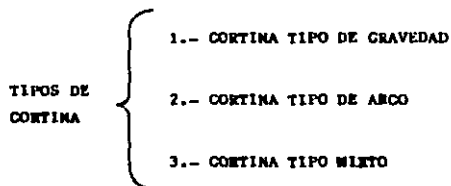
2.4 Cortinas del tipo de Diques Huecos.- Estas cortinas se conocen con el nombre de cortinas de machones o de contrafuertes y consiste fundamentalmente de una pieza que transmite la carga a una serie de contrafuertes colocados en ángulo recto con relación al eje de la cortina.

Existen diversos tipos de cortinas de machones o contrafuertes, siendo algunos de los más importantes los de losa y contrafuertes y los de arcos múltiples. Estos difieren en que el miembro que soporta la carga de agua en el primer caso, es una serie de losas de concreto reforzado, en tanto que en el segundo caso, es una serie de arcos que permiten dar un mayor espaciamiento a los contrafuertes.

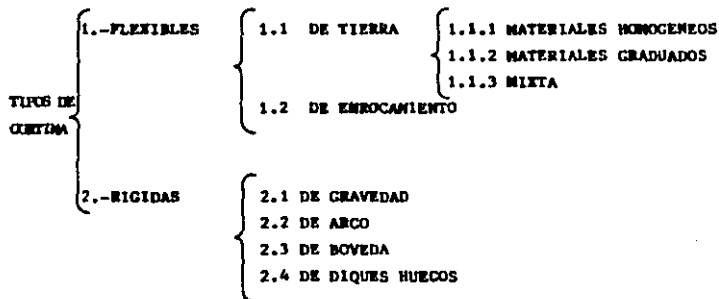
Las cortinas de contrafuertes normalmente requieren sólo de una tercera parte a una mitad de concreto que se utiliza para las cortinas del tipo de gravedad de altura igual, sin embargo su costo no es necesariamente más bajo debido a la gran cantidad de acero de refuerzo que se emplea así como de la cimbra utilizada para los colados.

" CLASIFICACION DEL TIPO DE CORTINAS "

Según la forma en que transmiten los esfuerzos que se ejercen en la cortina.--



Según los materiales que constituyen el cuerpo de la cortina.



2.- TIPOS DE VERTEDORES

El vertedor es la estructura que da salida a las aguas excedentes del - almacenamiento, protegiendo la cortina, obra de toma y demás estructu- ras al impedir que el agua que ya no puede ser almacenada en el vaso, - se desborde sobre la cortina y la dañe; o para evitar el llenado del - embalse arriba de un nivel que pueda llegar a ocasionar daños, en las - propiedades cercanas.

Muchas fallas en las presas han sido originadas, por un diseño deficien- te de los vertedores.

Según los estudios realizados y los datos obtenidos en las investigacio- nes previas, un vertedor debe de satisfacer los requisitos hidráulicos- y estructurales, estar localizado en un lugar donde su descarga no ero- dione o socave el talud aguas abajo de la cortina, sea económico y pua- da desalojar la avenida máxima de diseño.

La frecuencia con que derrama un vertedor está determinada por las - características de la corriente.

En cuanto a su operación, los vertedores de demasías pueden clasificarse en.-

VERTEDORES DE CRESTA LIBRE

VERTEDORES DE CRESTA CONTROLADA

El primer tipo de vertedores pueden ser de planta recta o curva, con o- sin cimacio, descargar directamente al río o hacerlo por medio de un - canal de descarga.

En el segundo tipo de vertedores se pueden utilizar compuertas radiales o compuertas deslizantes.

De acuerdo a la posición del canal de descarga los vertedores pueden - ser.-

VERTEDOR DE CANAL LATERAL.- Si el eje del canal de descarga es paralelo a la cresta.

VERTEDOR DE CRESTA RECTA.- Cuando el eje del canal de descarga no es - paralelo a la cresta.

VERTEDOR DE ABANICO.- Cuando la cresta es curva y se forma generalmente por una serie de arcos de círculo.

Un vertedor consta esencialmente de los siguientes elementos:

1.- CANAL DE ACCESO.- Este canal se excava desde un nivel poco inferior a la Cresta Vertedora, para dar a ésta, la forma de cimacio.

2.- CRESTA VERTEDEDORA.- Se construirá en tal forma que cuando se presente el gasto máximo la superficie inferior del chorro, no se desprege de la superficie del cimacio para evitar que se formen vacíos entre el chorro y el cimacio, ocasionando que la presión atmosférica rompa el chorro para llenar con aire la zona de cavitación; poniendo en peligro el cimacio.

3.- CANAL DE DESCARGA.- Casi siempre se construyen rectos, pero algunas veces debido a la topografía, se tendrán que hacer grandes excavaciones que resultarían muy costosas por lo que se hacen en forma curva en planta. Cuando las laderas son muy inclinadas se construyen canales laterales que generalmente son poco eficientes. Los canales necesitan revestirse, ya que el agua escurre a muy alta velocidad.

4.- DISIPADORES DE ENERGIA.- Estos elementos consisten en umbrales deflectores o tanques amortiguadores.

Las avenidas que pasan por el vertedor de demasías aumentan su energía cinética, que debe manejarse correctamente o puede producir peligrosas socavaciones que ponen en peligro las estructuras.

El salto hidráulico se usa como un medio efectivo para disipar energía. En los proyectos donde se usan conductos, se han usado difusores con compuertas de salida y válvulas.

En todos los tipos de estanques amortiguadores se usa el principio del salto hidráulico, que es la conversión de corrientes de alta velocidad a velocidades que no causen daños al cauce.

1.- VERTEDEDOR DE CRESTA LIBRE

1.1.- VERTEDEDOR DE CRESTA LIBRE RECTA.

Es el tipo más generalizado, sobre todo en cortinas de mampostería de suficiente longitud de corona para permitir la descarga deseada.

La forma usual de la cortina vertedora consiste de una cara vertical del lado de aguas arriba, luego una cresta redondeada o perfil tipo "Creager". La cresta tiene esa forma con el fin de lograr que el manto de agua no produzca vacíos al escurrir, provocando el fenómeno de

cavitación y se de origen a una fuerza más desfavorable a la seguridad contra el volteo.

Este tipo también es bastante usado en cortina de tierra o de enrocamiento, en el cual por razones especiales de topografía o funcionamiento, no pueda construirse en alguna parte de la propia cortina, sino que se aprovecha algún puerto cercano, donde se construye el vertedor y se utiliza después la inclinación lateral del terreno o se construye un canal por lo común, de pendiente muy pronunciada; en forma rápida. La cresta del vertedor es generalmente de poca altura o sin cimacio. Son generalmente de ancho de plantilla constante ya que los que proyectan con anchuras variables o de ejes curvos conducen a problemas de funcionamiento que deben de ser muy bien analizados, incluso solo mediante experimentos de laboratorio.

1.2.- VERTEDOR DE CRESTA LIBRE CURVA

Si la longitud de cresta necesaria para desalojar la avenida máxima de diseño, resulta grande, se recomienda emplear el vertedor del tipo de cresta libre curva, formada casi siempre por un arco de círculo en planta.

Lo anterior es con el fin de reducir las excavaciones de los canales de acceso y de descarga, así como sus revestimientos, los cuales serían mayores en un vertedor, con la misma longitud de cresta, pero del tipo de cresta libre recta.

Otra de las razones por la que se puede emplear un vertedor con esta geometría es cuando el vertedor se aloja en el cuerpo de la cortina, siendo esta última una cortina en arco de concreto o de mampostería con planta curva.

VERTEDOR DE ABANICO

A este tipo de vertedor se le llama así porque su forma en planta, es la de un abanico.

En el diseño de este tipo de vertedor se pensó en un principio darle la forma en planta, de una parábola a la cresta del cimacio y la de arcos de elipses a los muros guías, sin embargo estas curvas, se cambiaron por curvas compuestas formadas con arcos de circunferencia que guardan determinadas relaciones.

En este tipo de vertedores está perfectamente definida cada una de las partes que lo forman.-

- 1.- CANAL DE ACCESO
- 2.- CRESTA VERTEDORA
- 3.- TANQUE COLECTOR O COLCHON
- 4.- SECCION DE CONTROL
- 5.- ARCOS DE ABANICO
- 6.- TRANSICION
- 7.- CANAL DE DESCARGA
- 8.- CANAL DE SALIDA

Cuando la topografía lo requiera también puede diseñarse y construirse un vertedor " medio abanico ", siguiendo las mismas normas que para un "abanico " completo, dividiendo gasto, longitud de cresta, longitud de sección de control, ancho de transición, etc., entre dos.

2.- VERTEDOR DE CRESTA CONTROLADA

Este tipo de vertedor, se utiliza principalmente cuando uno de los objetivos que se persigue con el aprovechamiento de la corriente, es almacenar el agua en el vaso y utilizar parte del volumen almacenado en el control de avenidas.

El control se lleva a cabo a base de abrir y cerrar compuertas con un determinado plan de operación, de acuerdo con la forma en que se pretende controlar la avenida y que generalmente está supeditada al gasto que pueda conducir el cauce, aguas abajo de la descarga del vertedor, sin causar daños.

Siguiendo el sentido de la corriente, este tipo de vertedor encontraremos los siguientes elementos.-

- 1.- CANAL DE ACCESO
- 2.- CIMACIO
- 3.- ESTRUCTURA DE COMPUERTAS
- 4.- CANAL DE DESCARGA
- 5.- ESTRUCTURA DISIPADORA

El cimacio es el muro por el que derrama el agua excedente en el vaso y se le da generalmente la forma de perfil Creager con el objeto de que la corriente se pegue al paramento aguas abajo del cimacio, evitándose las cavitaciones que perjudican a la estructura.

Es precisamente sobre el perfil Creager en donde se apoyan las compuertas de control pudiendo ser deslizantes o radiales.

3.- VERTEDOR DE CANAL LATERAL

Los vertedores en canales laterales son aquellos en los que el vertedor de control se coloca a lo largo del costado, y aproximadamente, paralelo a la porción superior del canal de descarga del vertedor.

El agua que se vierte sobre la cresta cae en un conducto angosto opuesto al vertedor, girando aproximadamente un ángulo recto, y luego continúa hasta caer dentro del canal de descarga principal. El proyecto del canal lateral está supeditado solamente a las condiciones hidráulicas que imperan en el tramo de aguas arriba del canal de descarga y es más o menos, independiente de los detalles elegidos para los otros componentes del vertedor. Las descargas de los canales laterales pueden conducirse directamente a un canal de descarga abierto, a un conducto cerrado o a un túnel inclinado.

4.- VERTEDOR DE POZO Y TUNEL

En este tipo de vertedor, la cresta vertedora es una curva cerrada circular en la que generalmente se colocan pilas que sirven para encausar el agua y evitar la formación de vórtices, con lo cual se mejora la eficiencia del vertedor.

Las partes principales de que consta un vertedor de pozo y túnel son:

- 1.- EMBUDO COLECTOR (con acceso cónico o sin el)
- 2.- TRANSICION
- 3.- TIRO VERTICAL CILINDRICO
- 4.- CODO
- 5.- TUNEL DE DESCARGA
- 6.- DISIPADOR DE ENERGIA

Embudo Colector.- Las partículas de agua entran normalmente a la circunferencia para continuar con una trayectoria axial, la superficie del embudo colector es generada por un perfil de cisucio que gira alrededor del eje vertical que pasa por el centro de la circunferencia de la cregta.

Transición.- La transición comienza en el punto donde la tangente al embudo colector tiene la misma pendiente que la generatriz del tiro.

Tiro Vertical Cilíndrico.- Los vertedores en forma de trompeta pueden carecer de esta parte, en que la transición se una directamente con el codo.

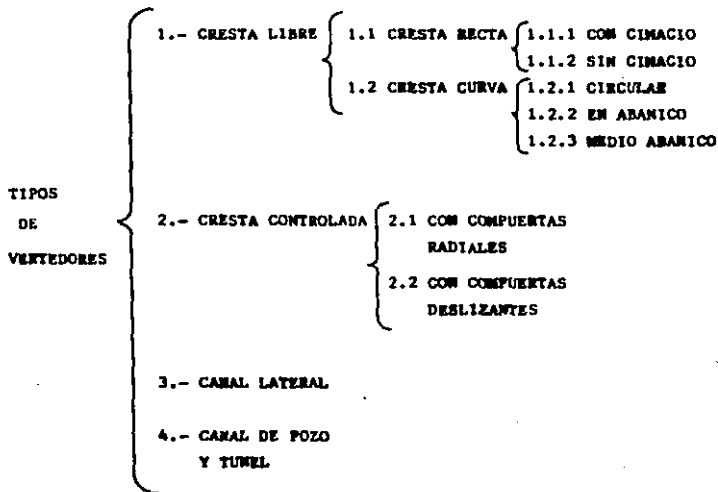
Codo.- Une al tiro vertical cilíndrico con el túnel de descarga (generalmente horizontal o con ligera pendiente) sirviendo para que la dirección de la corriente cambia gradualmente de vertical a horizontal.

Túnel de Descarga.- Generalmente es construido en alguna de las laderas o bien atravesando el cuerpo de la cortina.

Disipador de Energía.- Debido a las fuertes velocidades a las que alcanza a salir el agua del túnel de descarga, será necesario construir alguno de los dispositivos para disipar la energía cinética del agua que fueron anteriormente mencionados.

" CLASIFICACION DEL TIPO DE VERTEDORES "

Una clasificación general de los diferentes tipos de vertedores se puede resumir en el siguiente esquema:



CAPITULO III
SECCION NO VERTEDEDORA

1.- FUERZAS QUE SE CONSIDERAN EN EL PROYECTO

La función principal de la cortina como ya se mencionó anteriormente, es cerrar un valle natural, impidiendo el flujo del agua del río y elevando consecuentemente el nivel del agua; por tanto, la fuerza externa principal que deben resistir las presas es la presión del agua embalsada. Sin embargo también actúan otras fuerzas en la estructura.

Estas fuerzas son las siguientes:

- 1.- Presión interna y externa del agua
- 2.- Presión de azolve
- 3.- Presión de hielo
- 4.- Fuerzas sísmicas

En la presa de gravedad, su peso es la fuerza que resiste la presión interna del agua (subpresión), y la presión externa (empuje hidrostático), así como los efectos producidos por las fuerzas sísmicas, presión de azolves y la presión del hielo.

Las presas deben ser lo suficientemente estables para que no se vuelquen, deslicen, ni tengan que soportar esfuerzos excesivos y cualquier erosión secundaria que pueda producir el deslizamiento o colapso en su cimentación o en su estructura.

PRESION DEL AGUA

La presión del agua aumenta en proporción a su profundidad. La presión del agua, que es normal a la superficie de aguas abajo de la presa, está representada por una distribución de carga triangular. La resultante de la distribución de la carga está a una distancia igual a dos tercios de la que hay de la superficie del agua a la base de la sección que se considera.

La ecuación de la presión unitaria del agua es.-

$$P = wh$$

Donde w = peso unitario del agua (usualmente 1000 kg por metro cúbico)

h = distancia en metros de la superficie del agua al punto en cuestión.

Y la presión resultante del agua está dada por la siguiente ecuación.--

$$P_w = \frac{wh^2}{2}$$

En las presas de gravedad pequeñas el paramento mojado es casi siempre vertical; por tanto, la presión del agua se calcula con esta ecuación. Al aumentar la altura generalmente se usa una cara vertical ligeramente inclinada. La carga vertical del agua en esas secciones está representada por el peso del volumen de agua que está verticalmente arriba de esa sección. La resultante de la carga vertical del agua pasa por el centroide de esa área. Sin embargo, en las presas pequeñas no se toma en cuenta esta carga estabilizadora.

Las subpresiones debajo de las presas de concreto sobre cimentaciones blandas están relacionadas a las filtraciones a través de los materiales permeables.

El agua que pasa a través de materiales permeables lo hace lentamente debido a la resistencia del rosamiento. La cantidad e intensidad de este flujo por debajo de la presa debe tomarse en consideración cuando las presas se construyan sobre cimentaciones permeables. La subpresión es importante en todas las presas que están sobre cimentaciones permeables.

En todos los tipos de cimentaciones se aplican los mismos métodos para reducir la subpresión. Uno de los métodos empleados es incluir el colado de un muro interior casi impermeable cerca del paramento mojado de la presa, colando drenes para proporcionar una vía libre al agua, de la misma forma se pueden emplear dentellones o alguna combinación que pueda brindar seguridad en la estructura.

La presencia de hendiduras, fisuras en las cimentaciones de roca, y el paso del agua debajo de la presa en cimentaciones permeables, requieren que se hagan ciertas suposiciones para la subpresión.

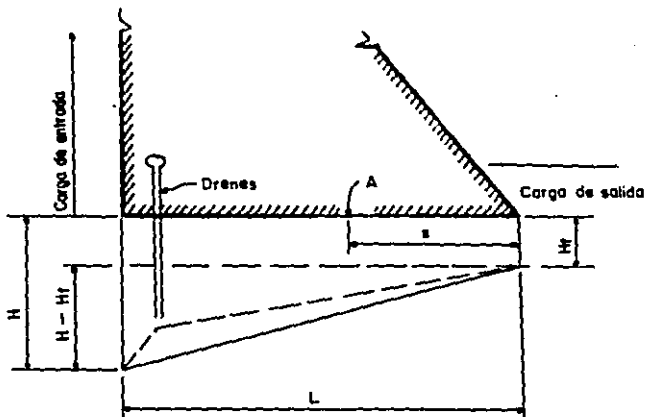
En una cimentación de roca, es seguro suponer que las presiones varían linealmente de la presión del embalse a la presión de la descarga como medida de la subpresión. Esta presión se aplicará a toda la superficie de la presa. Cualquier otra variación que se suponga deberá comprobarse utilizando métodos en los que se emplee la analogía eléctrica o haciendo análisis comparativos con estructuras semejantes ya construidas. Los detalles de la subpresión para presas que descansan en cimentaciones permeables deben determinarse con un análisis de redes de flujo que

incluya el empleo de zapéados, dentellones, drenaje, bien dispuestos; -- y de otros dispositivos para controlar la intensidad de la subpresión.

La subpresión en cualquier punto A, se calcula con la ecuación de Westergaard.-

$$P_u = H_f + \frac{Kx}{L} (H - H_f)$$

donde los términos se definen en la siguiente figura.



"RELACIONES DE LA SUBPRESION"

En esta ecuación P_u se da en metros de agua y se convierte a presión unitaria multiplicando por el término w , que es el peso unitario del agua.

El coeficiente de subpresión K , se refiere a la posición del sistema de drenaje y a su eficacia para reducir la subpresión.

Los drenes que se colocan cerca del paramento mojado, detrás de alguna cortina de concreto permiten una reducción de K de 1.00 (sin sistema de drenaje) a 0.50. La presión reducida varía dentro del total de la superficie y se supone que la reducción es lineal como se muestra en la línea de rayas de la figura anterior.

El drenaje de las cimentaciones en presas pequeñas rara vez es factible económicamente, pues en el proyecto se supone que obra el total de la subpresión. Sin embargo, en las presas de altura moderada, se recomienda utilizar una galería de inspección con los drenes adecuados de alivio en el concreto y en la cimentación.

Los pozos de alivio en la galería de drenaje de la presa se colocan verticalmente a distancias de 3 metros de centro a centro. En la cimentación se le perforan de la galería a una profundidad de cuatro a seis décimos de la carga hidrostática, o a dos tercios de la profundidad del dentellón o cortina de concreto.

PRESION DE LOS AZOLVES

Casi todos los ríos o corrientes llevan limo cuando su gasto es normal en las avenidas. Algo del limo con el tiempo se llega a depositar en el vaso creado por la presa. Si se permite que se acumule en el paramento mojado de la presa produce cargas mayores que la presión hidrostática. En las presas pequeñas es más seguro suponer que la carga del limo tiene una presión unitaria equivalente a la de un líquido que tenga un peso específico de 1362 kg/m^3 aproximadamente a un peso de 1922 kg/m^3 . Algunas veces el limo suspendido en el agua se lleva a través de la presa por conductos especiales, evitando así que se deposite en el paramento mojado de la presa.

Conforme se vaya aumentando el control del gasto del río, la carga del limo será importante. En general, las cargas del limo se desarrollan lentamente sobre el paramento de la presa. Esto da por resultado que los depósitos de limo tienden a consolidarse y a soportarse

parcialmente en el vaso. En la mayor parte de las presas pequeñas de gravedad, la carga del hielo no es importante, por lo cual generalmente no se considera dentro del proyecto.

PRESION DEL HIELO

Las presiones que produce el hielo se deben a la dilatación térmica de una capa de hielo y al arrastre que en el mismo produce el viento.

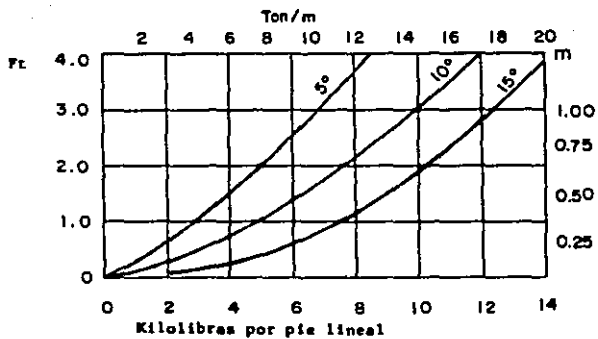
Cuando aumenta la temperatura, el hielo se dilata y ejerce un empuje -- contra el paramento mojado de una presa. Según sea la rapidez de los -- cambios de temperatura, del espesor de la capa de hielo, y de otras -- condiciones ambientales, generalmente se supone una presión de hielo -- para proyecto de 12 a 30 toneladas por metro lineal.

Las presiones del hielo son importantes en todos los tipos de proyectos de presas. En las presas de gravedad en las que son comunes los vertederos de demasías y compuertas en los mismos, las compuertas deben calentarse para evitar la formación del hielo.

El espesor estructural de la corona de la presa debe ser suficiente -- para soportar los esfuerzos producidos por la capa de hielo.

La fuerza ejercida al dilatarse la lámina de hielo depende de su espesor, de la rapidez de la elevación de la temperatura en el hielo, de las fluctuaciones del nivel del agua, de las playas del vaso, del talud del paramento mojado de la presa, y del arrastre del viento.

En la siguiente figura se muestra la variación que presenta la fuerza -- producida por una lámina de hielo con respecto al espesor de la lámina -- y a determinadas temperaturas.



Fuerza del hielo sin confinamiento lateral e incluyendo energia solar.

La fuerza producida por la presencia de una lámina de hielo, origina -- esfuerzos considerables en la presa, sin embargo no se puede generalizar la consideración de esta fuerza a todas las presas, debido a que la formación de la lámina de hielo depende principalmente de las variaciones de bajas temperaturas como ya se mencionó anteriormente, y no en -- todas las regiones del mundo se presentan las temperaturas suficientes para la formación de capas de hielo, por lo que es recomendable contar con un registro de las temperaturas máximas y mínimas de la región.

FUERZAS SISMICAS

Los movimientos sísmicos producen aceleraciones a la presa, las que -- originan fuerzas horizontales como verticales.

Para determinar las fuerzas totales debidas a un sismo, deberá fijarse el valor de la aceleración debida al movimiento sísmico. Las aceleraciones se expresan como porcentajes de la fuerza de gravedad.

En las regiones que no estén sujetas a sismos extremadamente fuertes, -- por lo general se usa una aceleración horizontal de 0.1 de la gravedad y una aceleración vertical de 0.05 de la gravedad para proyecto.

La fuerza para acelerar la masa M, de una presa se encuentra con la -- ecuación.-

$$(1) P_{ec} = Ma$$

$$(2) P_{ec} = \frac{w}{g} a$$

$$(3) P_{ec} = \alpha w$$

Donde.-

P_{ec} = Fuerza sísmica horizontal
 a = aceleración del sismo
 g = aceleración de la gravedad
 w = peso de la presa o bloque
 α = relación de "a" a "g" (0.05 a 0.35)

La fuerza P_{ec} obra en el centro de gravedad de la sección en estudio.
La fuerza de la inercia en kilogramos (Kg) por metro cuadrado del agua se encuentra con.-

$$P_{ew} = C \alpha w h$$

Donde.-

C = coeficiente sin dimensión para la distribución y magnitud de las presiones.

α = relación de la aceleración del sismo a la aceleración de la gravedad, a/g. (de 0.05 a 0.35)

w = peso unitario del agua, kilogramos por metro cúbico.

h = profundidad total del agua en el vaso, en metros .

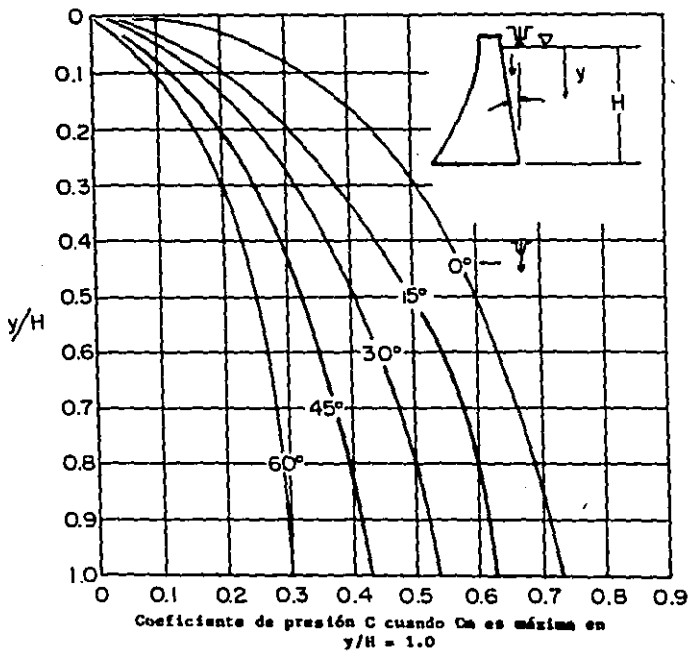
El coeficiente adimensional está definido en función del talud del paramento y de su valor máximo C_m .

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

Donde .-

y = distancia vertical de la superficie del embalse a la elevación que se estudia, en metros.

Los valores de C se obtienen en la siguiente gráfica.-



Coeficientes sísmicos horizontales para calcular la carga hidrodinámica en superficies verticales e inclinadas.

La fuerza horizontal total V_e , arriba de cualquier elevación "y", ----
(donde "y" es la distancia medida hacia abajo de la superficie del ----
embalse), y el momento de vuelco, M_e , arriba de esa elevación se dan -
como.-

$$V_e = 0.726 P w y$$

$$M_e = 0.229 P w y^2$$

No es probable que ocurra vibración o resonancia por los sismos en las presas de poca altura a altura moderada.

El efecto de la inercia en el concreto debe aplicarse en el centro de gravedad de la masa, cualquiera que sea la forma de la sección transversal.

Puede ocurrir también movimiento vertical durante un sismo con una fuerza de inercia vertical resultante que obre momentáneamente reduciendo el peso efectivo de la presa. La carga de agua tiende a producir un momento de vuelco en la presa. La fuerza de inercia en el movimiento vertical tiende a hacer que el concreto y el agua que está arriba de la presa pese menos. Lo que reduce la estabilidad de la estructura contra las fuerzas que producen deslizamiento.

2.- COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Las condiciones de seguridad deben considerarse con criterios económicos, ya que los coeficientes de seguridad dan por resultado una estructura costosa; sin embargo, si se usan coeficientes de seguridad pequeños pueden producirse fallas, lo que consecuentemente originará pérdidas económicas y hasta humanas.

Los factores de seguridad se podrán obtener haciendo una determinación adecuada de las fuerzas de deslizamiento, vuelco y de las que produzcan esfuerzos excesivos dentro de la presa.

2.1 VUELCO

El coeficiente de seguridad contra vuelco es la relación que existe entre los momentos que impiden el vuelco (en sentido contrario a las manecillas del reloj), y los momentos de vuelco (en sentido de las manecillas del reloj).

Es conveniente un coeficiente de seguridad mayor que 1.50, cuando no se incluyen los sismos, el hielo, los azolves, etc.

Los esfuerzos deben encauzarse de manera que aumenten los momentos contra el vuelco. A menudo, el coeficiente de seguridad será de 1.10 ó 1.20 cuando se evalúen correctamente todas las fuerzas.

Cuando este coeficiente sea menor del permisible se modificará la sección de la presa.

Una presa de gravedad rara vez falla por volteo, ya que cualquier tendencia al volcamiento da una oportunidad mayor a que la presa falle por deslizamiento.

Se puede expresar este coeficiente de la siguiente forma.--

$$FSO = \frac{Wc \times l1 + Ww \times l2}{P \times l3 + U \times l4}$$

Donde.--

Wc = fuerza debida al peso del concreto

Ww = fuerza debida al peso del agua en las superficies inclinadas.

P = fuerza del agua que obra para desalojar la presa en dirección aguas abajo.

l = longitud del brazo del momento para las fuerzas respectivas.

Todas las fuerzas (excepto la fuerza resultante de la cimentación)-- deben considerarse al calcular el coeficiente de seguridad. Otras -- fuerzas pueden ser la de las olas, el hielo, sismos, y la presión de -- azolves.

Otro método para evaluar el coeficiente de seguridad contra volteamiento está relacionado con los esfuerzos internos. Si el esfuerzo vertical en el borde de aguas arriba de cualquier sección horizontal calculada -- sin subpresión excede de la subpresión en ese punto, se considera segura contra volcaduras. Este procedimiento de cálculo puede usarse para las presas pequeñas, pero no es recomendable para presas de gran altura.

Además, si la subpresión en el paramento de aguas arriba excede el esfuerzo vertical en cualquier sección horizontal sin subpresión, las fuerzas de subpresión aumentan mucho la tendencia con relación al pie de la presa de aguas abajo en ese plano horizontal supuesto. Si los esfuerzos de tensión que se desarrollan son menores que los admisibles en el concreto y en el material de la cimentación, la presa puede considerarse segura.

Esta suposición se basa en que la mano de obra es buena y en que existe resistencia a la tensión dentro de la estructura en todos los planos horizontales. Las presas se proyectan por lo general de manera que no haya tensión (o cuando más una pequeña fuerza de tensión) en el paramento mojado en condiciones severas de carga.

2.2 DESLIZAMIENTO

Existen tres procedimientos para evaluar la seguridad de una presa contra el deslizamiento en dirección de la corriente.

Los tres métodos tienen algunos méritos y, en general, se utilizan las mismas relaciones entre las fuerzas.

Aunque los valores calculados son seguros, son muy diferentes. Los tres procedimientos son:

- 1.- El coeficiente de seguridad contra deslizamiento.
- 2.- El coeficiente de seguridad.
- 3.- El coeficiente de seguridad por corte y rozamiento.

Se deberá apreciar bien las diferencias entre estos tres procedimientos. El objeto principal de cada uno de ellos es obtener un coeficiente de seguridad, que cuando se excede, pone en peligro a la presa de ser empujada aguas abajo.

El coeficiente de deslizamiento es el coeficiente de rozamiento necesario para evitar el deslizamiento de cualquier plano horizontal en la presa o sobre su cimentación bajo condiciones de carga.

En las presas pequeñas, el factor de deslizamiento por lo normal determina la seguridad contra el deslizamiento.

En este procedimiento no se emplean las fuerzas de corte; sin embargo, se supone que estas aumentan la seguridad en el proyecto .

Este procedimiento es desventajoso para las presas de concreto

cimentadas en roca, pues podrían usarse secciones más pequeñas si se incluyen las fuerzas de corte en este factor.

El coeficiente de deslizamiento de una presa de gravedad con base horizontal es igual a la tangente del ángulo entre la perpendicular a la base y la resultante de la reacción de la cimentación.

El coeficiente de deslizamiento para las presas pequeñas se calcula tomando la relación, de la suma de las fuerzas horizontales P , a la suma de las fuerzas verticales, W , incluyendo la subpresión U , o sea:

$$\frac{\sum P}{\sum W - U} = \tan \phi = f$$

Si al calcular f de esta manera, es igual o menor que el coeficiente de rozamiento estático, f' , la presa se considera segura, considerando una faja de 1 metro de ancho.

En la siguiente tabla se dan valores de seguridad para el coeficiente de deslizamiento para diferentes materiales de cimentación.

Cuando los materiales para la cimentación sean blandos deberán estudiarse para ver si son susceptibles a la tubificación.

Coefficiente de deslizamiento para las diferentes condiciones de la cimentación.

MATERIAL.	f	f _s	SSF
1.- Concreto sobre concreto	0.65-0.80	1-1.50	4
2.- Concreto sobre roca profunda, superficie limpia e irregular.	0.60	1-1.50	4
3.- Concreto sobre roca, algunas inclinaciones.	0.70	1-1.50	4
4.- Concreto sobre grava y arenas gruesas.	0.40	2.50	-
5.- Concreto sobre arena	0.30	2.50	-
6.- Concreto sobre esquitos	0.30	2.50	-
7.- Concreto sobre limo y arcilla	*	2.50*	-

f= Coeficiente de seguridad contra deslizamiento

f_s= Coeficiente mínimo de seguridad que se sugiere

SSF= Coeficiente por razonamiento y corte

* Se requieren pruebas para determinar la seguridad.

El coeficiente de seguridad f_s , contra deslizamiento se define como la relación del coeficiente de rozamiento estático, f' , a la tangente del ángulo entre una perpendicular a la base y la reacción directa de la cimentación, expresado como:

$$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f' (\sum w - u)}{\sum P}$$

En este procedimiento se supone también que las fuerzas de corte se suman a las medidas de seguridad. El coeficiente de seguridad contra deslizamiento tiene un valor entre 1.00 y 1.50 para las presas de gravedad sobre roca en las que se utiliza una sección transversal conservadora. La inclusión de la subpresión y de las fuerzas sísmicas en el cálculo puede reducir el coeficiente de seguridad a aproximadamente a la unidad.

Estos valores son para la seguridad contra deslizamiento en un plano horizontal; si la cimentación está inclinada hacia aguas abajo, los coeficientes de seguridad se reducen proporcionalmente, por lo que se emplean dentellones de concreto para disminuir la tendencia al deslizamiento de la presa. En las cimentaciones sobre tierra, se necesita un coeficiente de seguridad mayor, para evitar el deslizamiento en planos situados debajo de la superficie de la cimentación.

En las cimentaciones blandas, las medidas para obtener un aumento artificial de la adherencia son menos efectivas. Los dentellones profundos y los sapeados aumentan la resistencia al deslizamiento.

Un dentellón con las dimensiones adecuadas, reforzado, y construido dentro de la presa impide el desalojamiento por la resistencia interna al corte del material dentro del cual se construya el dentellón.

Otro procedimiento incluye la evaluación de las fuerzas de corte dentro del coeficiente de seguridad.

La relación entre las fuerzas de corte y el rozamiento es.-

$$SSV = \frac{f' (\sum w - u) + b \sigma}{\sum P}$$

Donde.-

b= longitud de la base en el plano en que se estudian los esfuerzos de corte.

C = esfuerzo cortante de trabajo del material o materiales en el plano de corte.

Los coeficientes de seguridad, calculados de esta manera, deben aproximarse a los valores usados en los cálculos estructurales normales. Los valores de los coeficientes estáticos de rozamiento se suponen a menudo para el concreto de 0.65 a 0.75.

El esfuerzo cortante de trabajo del concreto está relacionado con su resistencia a la compresión, la cual debe ser cuando menos de 140 kg / cm² a los 28 días.

La resistencia unitaria en el concreto al corte es aproximadamente un quinto del esfuerzo de rotura a la compresión en cilindros estándar.

Esto indica una resistencia de 28 a 56 kg/cm² en las presas, y proporciona un factor de seguridad de 4 si el esfuerzo unitario de trabajo usado en los cálculos son de 7 a 14 kg/cm².

No se recomiendan esfuerzos de trabajo mayores, a menos que el concreto se pruebe por anticipado. El coeficiente por rozamiento y corte se usa contra deslizamiento en el concreto sobre concreto o sobre roca; si la presa se coloca sobre materiales blandos, el uso de este coeficiente es poco práctico.

Se debe de considerar el efecto de las juntas de construcción y las juntas de la cimentación en la resistencia al corte. Utilizando los métodos correctos de construcción, la resistencia al corte en las juntas de construcción arriba de la base es esencialmente la de un buen concreto.

La resistencia al corte en la cimentación, donde el concreto se cuela sobre una superficie de roca lisa puede disminuir.

En este tipo de junta es posible que se desarrollen fuerzas de rozamiento. En una cimentación áspera e irregular, se desarrolla un plano más resistente tanto al corte como al rozamiento; en la determinación del coeficiente por corte y rozamiento puede usarse el valor inferior del

corte, el del concreto o el de la roca.

2.3 ESFUERZOS EN EL CONCRETO

Los esfuerzos unitarios en el concreto y en los materiales de la cimentación deben mantenerse dentro de los valores máximos prescritos para evitar fallas. En las presas pequeñas normalmente se desarrollan esfuerzos dentro del concreto que son menores que la resistencia real que puede desarrollarse si se usa la dosificación adecuada en el concreto.

Las mezclas que producen un concreto durable, normalmente tienen resistencia suficiente para proporcionar un coeficiente de seguridad adecuado contra el exceso de esfuerzos.

Los esfuerzos de trabajo comúnmente empleados en el proyecto de presas de concreto son de 40 a 70 kg/cm² en compresión y de 0 a 7 kg/cm² en tensión.

En general se evitan los esfuerzos en tensión manteniendo todas las fuerzas resultantes dentro del tercio medio de la base de la sección que se estudia, siendo la base la distancia de paramento aguas arriba al de aguas abajo de un bloque; considerando 1 metro de anchura para este bloque.

Además la presa puede estar lo suficientemente segura si el talón vertical de la presa (de aguas arriba) tiene esfuerzos de compresión iguales a cero o los mínimos suficientes cuando se consideran todas las fuerzas de diseño.

Las presiones y esfuerzos normales en los planos horizontales se calculan usando la fórmula trapezoidal.

$$\sigma \text{ (esfuerzo) } = \frac{P}{A} + \frac{MY}{I}$$

Para el esfuerzo normal vertical mínimo en el paramento de aguas arriba para una sección de 1 metro de anchura y en unidades de kg/cm².

$$\sigma \text{ (talón) } = \frac{\sum w}{10\,000\,L} \left(1 - \frac{e}{L} \right)$$

y para el esfuerzo máximo en el lado de aguas abajo es

$$\sigma (\text{pie}) = \frac{w}{10\,000 L} \left(1 - \frac{e}{L} \right)$$

Donde.-

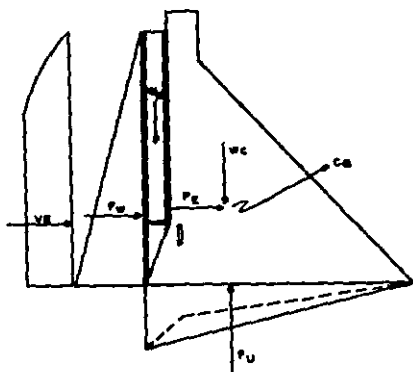
e = excentricidad de la resultante

En este caso, la excentricidad está dada por.-

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\sum M}{\sum W}$$

La excentricidad puede calcularse directamente tomando momentos con relación al centro de gravedad de la sección horizontal, sin embargo se puede calcular también con respecto al pie de la presa.

FUERZAS ACTUANTES EN LA SECCION NO VERTEDORA



- W_C = Peso propio de la sección no vertedora
 W_V = Peso del agua sobre el paramento mojado
 F_W = Fuerza producida por la presión hidrostática
 F_U = Fuerza producida por la subpresión
 F_E = Fuerza sísmica en la cortina
 V_E = Fuerza sísmica en el agua.

CAPITULO IV
SECCION VERTEDEDORA

1.- SECCION TRANSVERSAL DEL CIMACIO CON CRESTA LIBRE

Los vertedores de cimacio tienen una sección en forma "S" donde la curva superior del cimacio ordinariamente se hace ajustar al perfil de una lámina de agua con ventilación cayendo de un vertedor de cresta delgada, la cual, se adhiere al paramento del perfil, evitando el acceso de aire a la cara inferior de la lámina.

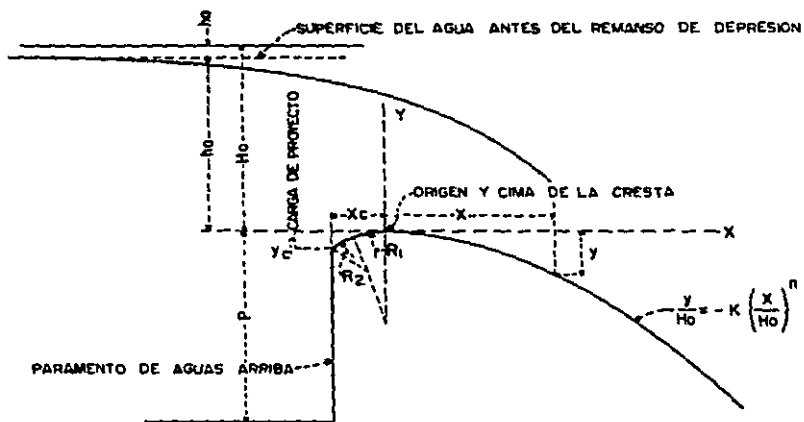
Para las descargas efectuadas con la carga de proyecto, el agua se desliza sobre la cresta sin interferencia de la superficie que la limita y alcanza casi su eficiencia máxima de descarga.

El perfil, en la parte que sigue de la curva superior del cimacio se continúa en tangente a lo largo de un talud para soportar la lámina de agua sobre la superficie de derrame.

Una curva inversa al pie del talud desvía el agua hacia el estanque amortiguador o dentro del canal de descarga del vertedor.

La forma de esta sección depende de la carga, de la inclinación del paramento de aguas arriba de la sección vertedora sobre el piso de canal de llegada (que influye en la velocidad de llegada a la cresta).

Para la mayor parte de las condiciones, los datos se pueden resumir de acuerdo con la forma de la siguiente figura, relacionada a los ejes que pasan por la cima de la cresta.



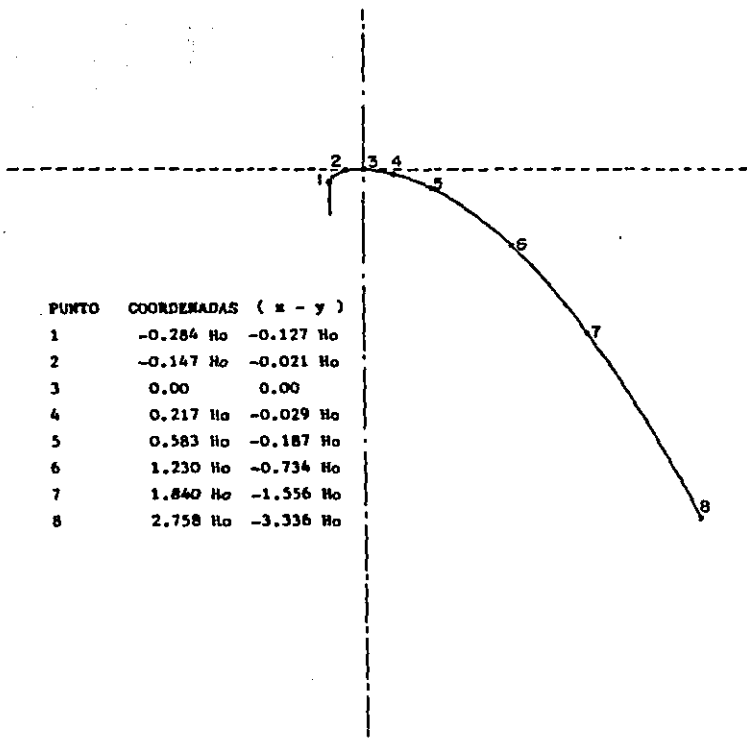
"Elementos de las secciones de las crestas con la forma de la lámina —
 vertiente."

La porción que queda aguas arriba del origen se define como una curva simple y una tangente o como una curva circular compuesta.
La porción de aguas abajo está definida por la ecuación.

$$\frac{y}{H_0} = - K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

Donde.- K y n son constantes, cuyos valores dependen de la inclinación de aguas arriba y de la velocidad de llegada.

La forma aproximada de la sección para una cresta con paramento de aguas arriba vertical y velocidad de llegada despreciable se muestra en la siguiente figura, la cual se construye como una curva circular compuesta con los radios expresados en función de la carga de proyecto, H_0 .



PUNTO	COORDENADAS (x - y)	
1	-0.284 Ho	-0.127 Ho
2	-0.147 Ho	-0.021 Ho
3	0.00	0.00
4	0.217 Ho	-0.029 Ho
5	0.583 Ho	-0.187 Ho
6	1.230 Ho	-0.734 Ho
7	1.840 Ho	-1.556 Ho
8	2.758 Ho	-3.336 Ho

Sección de cresta de cimacio formada con curvas compuestas.

2.- DESCARGA SOBRE UNA CRESTA DE CIMACIO

El gasto que descarga sobre la cresta de cimacio se obtiene por medio de la fórmula.-

$$Q = CL He^{3/2}$$

Donde.- Q = Gasto en la descarga, en metros cúbicos por segundo.

C = Coeficiente de descarga variable.

L = Longitud de la cresta, en metros.

He = Carga total sobre la cresta, incluyendo la carga correspondiente a la velocidad de llegada, en metros.

En el coeficiente de descarga, influyen numerosos factores como.-

- 1.- La profundidad de llegada.
- 2.- La relación de la forma real de la cresta a la de la lámina ideal.
- 3.- Pendiente del paramento de aguas arriba.
- 4.- Interferencia del lavadero de aguas abajo.
- 5.- Tirante de la corriente de aguas abajo.

En la carga total sobre la cresta, He, no se toman en cuenta las pérdidas por fricción en el canal de llegada ni otras debidas a la curvatura del canal de aguas arriba, las pérdidas al pasar por la sección de la entrada, ni las pérdidas en la entrada o en la transición.

Quando en el proyecto del canal de llegada se producen pérdidas importantes, deben añadirse a He para determinar las elevaciones correspondientes a las descargas dadas en la ecuación del gasto en la descarga.

Muchas ocasiones se proyectan pilas y estribos sobre la cresta, lo cual puede producir contracciones laterales sobre la descarga. La longitud efectiva, "L", será menor que la longitud neta de la cresta.

El efecto de las contracciones en los extremos puede tomarse en cuenta reduciendo la longitud neta de la cresta como sigue.-

$$L = L' - 2 (N K_p + K_a) He$$

Donde.- L = Longitud efectiva de la cresta (m)
 L' = Longitud neta de la cresta (m)
 N = Número de pilas
 K_p = Coeficiente de contracción de las pilas
 K_a = Coeficiente de contracción de los estribos
 H_o = Carga total sobre la cresta (m)

Al coeficiente de contracción de las pilas, K_p , lo afectan la forma y --
ubicación del tajamar* de las pilas, el espesor de las mismas, y la car-
ga hidráulica en relación a la del proyecto, y la velocidad de llegada.
Para la carga de proyecto, H_o , se pueden suponer los coeficientes de --
contracción medios de las pilas.

K_p

- | | |
|--|------|
| a) Para pilas de tajamar cuadrado con esqui-
nas redondeadas con un radio igual a ---
aproximadamente 0.1 del espesor de la ---
pila. | 0.02 |
| b) Para pilas de tajamar redondo. | 0.01 |
| c) Para pilas de tajamar triangular. | 0 |

Al coeficiente de contracción del estribo lo afecta la forma de éste, el
ángulo entre el muro de llegada de aguas arriba y el eje de la corriente,
la carga con relación a la de proyecto y la velocidad de llegada. En las
condiciones de la carga de proyecto, H_o , se puede suponer que el promedio
de los coeficientes son los siguientes.-

K_a

- | | |
|--|------|
| a) Para estribos cuadrados con los muros de cabeza a 90° con la direc-
ción de la corriente. | 0.20 |
| b) Para estribos redondeados con muros de cabeza a 90° con la dirección-
de la corriente, cuando:
$0.5 H_o \geq r \geq 0.15 H_o$. | 0.10 |

*Tajamar.- Accesorio que se adiciona a las pilas, figura circular o angu-
lar, que sirve para cortar el agua de la corriente y repartirla con igual
dad por ambos lados de la misma.

c) Para estribos redondeados en los que $r > 0.5 H_0$ y el muro de cabeza, está colocado a no más de 45° con la dirección de la corriente.

0

(Donde r = radio con que se redondean los estribos)

3.- EFECTO DE LA PROFUNDIDAD DE LA LLEGADA

En los vertedores de cresta altos, con pared delgada, y colocados en un canal, la velocidad de llegada es pequeña y la superficie inferior de la lámina que vierte sobre el vertedor alcanza su máxima contracción vertical.

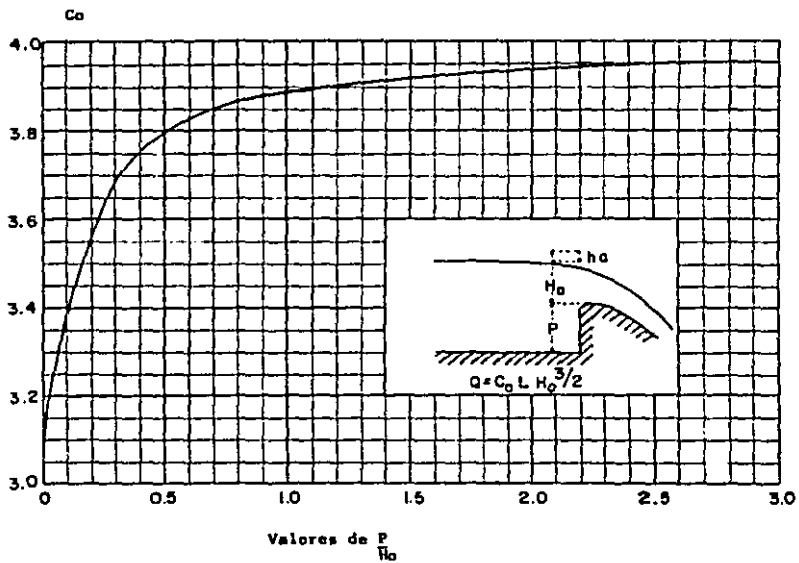
Al aumentar la profundidad de llegada, la velocidad de llegada aumenta y la contracción vertical disminuye. En las crestas en pared delgada — cuyas alturas no sean menores de, aproximadamente un quinto de las cargas que produce la corriente sobre ellas, el coeficiente de descarga — permanece más o menos constante, con un valor de 3.3 aunque la contracción disminuya.

Para alturas de los vertedores menores de, aproximadamente, un quinto de la carga, la contracción disminuye cada vez más y el coeficiente de la cresta disminuye.

Cuando la altura del vertedor es cero, la contracción se suprime por completo y el vertedor se convierte en un canal o en un vertedor de cresta ancha, para los cuales, el coeficiente de descarga es 3.067.

Si los coeficientes para los vertedores en pared delgada se relacionan a las cargas medidas en el punto de máxima concentración en vez de la carga arriba de la cresta en pared delgada, se pueden establecer coeficientes que son aplicables a los vertedores de cimacio bajo las láminas vertientes para las diferentes velocidades de llegada.

En la siguiente figura se dan relaciones del coeficiente para las crestas de cimacio, C_0 , a los diferentes valores de $\frac{p}{H_0}$.



Coefficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical

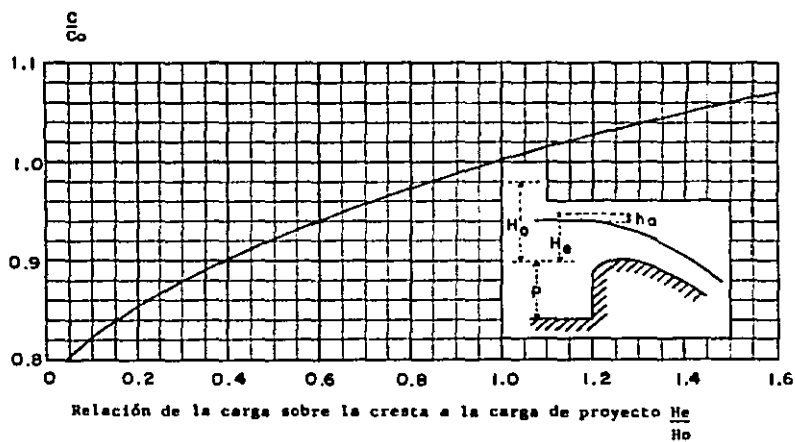
Sin embargo, estos valores son válidos solamente cuando la sección de la cresta del cimacio sigue la forma ideal de la lámina vertiente, es decir, cuando $\frac{H_e}{H_o} = 1$.

4.- EFECTO DE LAS CARGAS DIFERENTES A LA DE PROYECTO.

Cuando a la cresta de cimacio se le da una sección de forma diferente a la ideal, o cuando se le ha dado una forma para una carga mayor o menor que la que se considera, el coeficiente de descarga diferirá del mostrado en la figura anterior.

Las secciones más anchas darán por resultado presiones positivas a lo largo de la superficie de contacto de la presa, reduciendo, por lo tanto, la descarga; con una sección más angosta, se producirán presiones negativas a lo largo de la superficie de contacto, aumentando la descarga.

La siguiente figura muestra la variación de los coeficientes en relación con los valores de $\frac{H_e}{H_o}$, cuando "He" es la carga real que se está considerando.



Coefficientes de descarga para cargas diferentes de la de proyecto.

El coeficiente de descarga aproximado para las crestas de forma irregular cuya sección no se haya construido ajustándose a la forma de la línea vertical, puede determinarse buscando una forma ideal que más se aproxime a ella.

La carga de proyecto "Ho", correspondiente a la forma parecida se puede usar como base para determinar los coeficientes.

5.- EFECTOS DEL TALUD DEL PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA.

Para pequeñas relaciones de la profundidad de llegada a la carga sobre la cresta, la inclinación del paramento de aguas arriba antes de la cresta produce un aumento en el coeficiente de descarga.

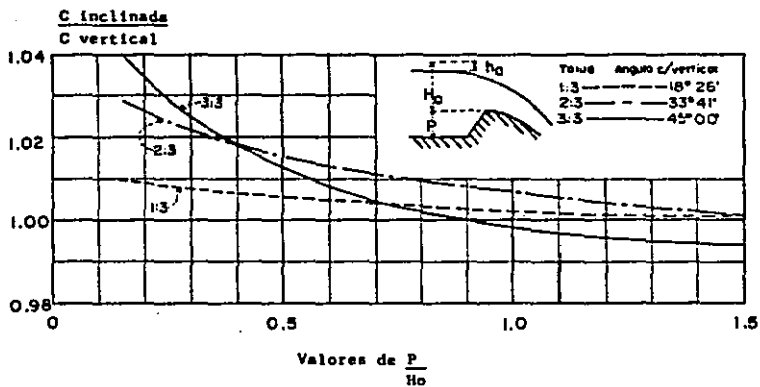
En las relaciones grandes el efecto es disminuir el coeficiente, el cual se reduce con las relaciones grandes de $\frac{P}{H_0}$ solamente con los taludes relativamente pequeños. La siguiente figura muestra la relación del coeficiente para un vertedor de cimacio con un paramento vertical del lado de aguas arriba relacionada a los valores de $\frac{P}{H_0}$

6.- EFECTO DE INTERFERENCIA DEL LAVADERO DE AGUAS ABAJO Y DE LA SUMERGENCIA.

Cuando el nivel del agua enseguida de un vertedor es lo suficientemente elevado para afectar la descarga, se dice que el vertedor es ahogado. La distancia vertical de la cresta del vertedor al lavadero de aguas abajo y el tirante de la corriente en el canal de aguas abajo, como están relacionados a la carga del vaso, son factores que alteran el coeficiente de descarga.

El flujo por un vertedor puede tomar cinco aspectos diferentes, según las posiciones relativas del lavadero y del nivel del agua de aguas abajo.

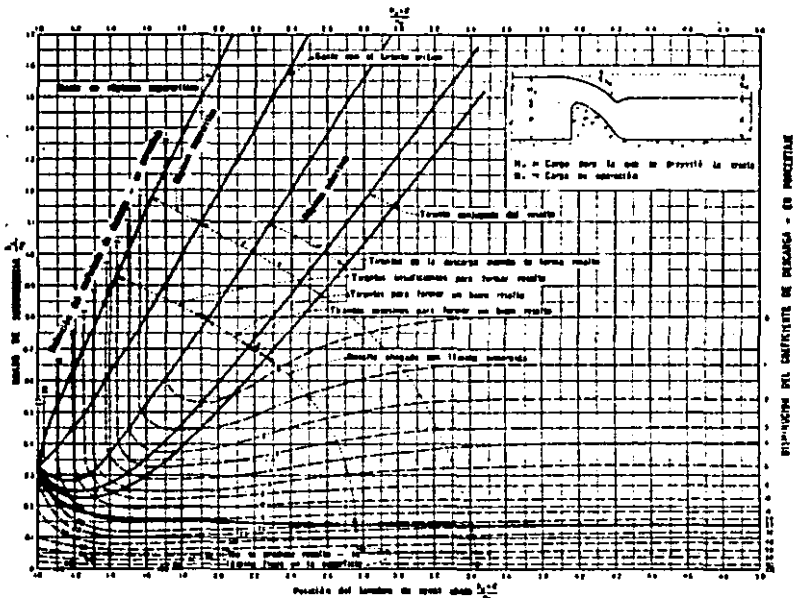
- a) Continuar con régimen supercrítico;
- b) Puede ocurrir un resalto hidráulico parcial o incompleto inmediatamente aguas abajo de la cresta;



Coefficiente de descarga para una cresta de cimacio con paramento de aguas arriba inclinado.

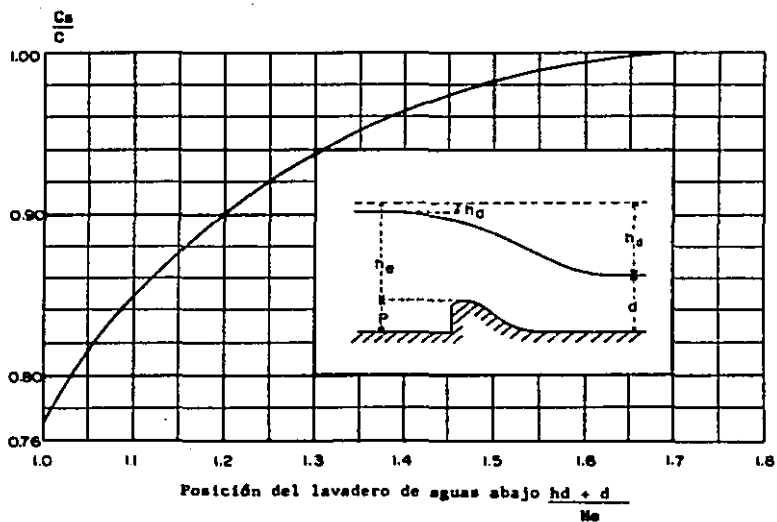
- c) Puede ocurrir un verdadero resalto hidráulico;
- d) Puede ocurrir un resalto ahogado en el que el chorro de alta velocidad siga la forma de la lámina vertiente y luego continúe siguiendo una trayectoria errática y fluctuante debajo y a través del agua que se mueve más despacio; y
- e) No se forma resalto hidráulico, la lámina se separa del paramento del vertedor corriendo a lo largo de la superficie una corta distancia y luego erráticamente se mezcla con el agua que se mueve lentamente debajo.

La siguiente figura muestra la relación entre las posiciones del piso y las sumergencias de aguas abajo que producen estos regímenes especiales.



Efectos de los factores de aguas abajo en la capacidad de los vertedores

Cuando el régimen aguas abajo es supercrítico o cuando ocurre el resalto hidráulico, la reducción del coeficiente de descarga se debe principal—
mente a la contrapresión del lavadero de aguas abajo y es independiente de cualquier efecto de sumergencia debido al agua de la descarga.



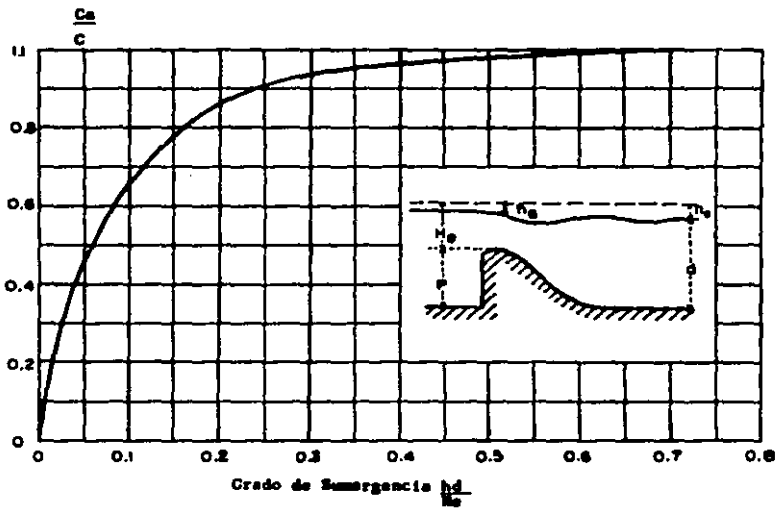
Relación de los coeficientes de descarga debida al efecto del lavadero.

La figura anterior muestra el efecto del lavadero de aguas abajo sobre el coeficiente de descarga.

Al aproximarse el nivel del lavadero de aguas a la cresta del vertedor ($\frac{hd + d}{He}$ se aproxima a 1.00), el coeficiente de descarga se aproxima al 77 % del que hubiera si la descarga fuera libre.

Tomando como base que el coeficiente fuera de 4.00 para la descarga libre sobre un vertedor elevado, éste sería, aproximadamente de 3.08, cuando el vertedor está sumergido, que prácticamente es el coeficiente para un vertedor de cresta ancha.

En la figura donde se encuentran los efectos de los factores de aguas abajo en la capacidad de los vertedores, se puede observar que cuando los valores de $\frac{hd + d}{He}$ exceden de 1.70 la posición del piso de aguas abajo tiene poco efecto en el coeficiente, pero hay una disminución del mismo producida por la sumergencia en el agua de descarga.



Relación de coeficientes de descarga debida al efecto del agua de la --
 descarga.

CAPITULO V
PROGRAMA DE COMPUTACION

1.- SECCION NO VENTEDORA

1.1 MODELO MATEMATICO.

a) VARIABLES

A continuación se definen las variables que intervienen dentro de la geometría de la sección del modelo matemático.

B = Ancho de la corona, generalmente se toma el valor de $0.50 H^{\frac{1}{2}}$, donde H es la altura de la cortina.

N₀ = Elevación del nivel del terreno natural (N.T.N.)

N_O = Elevación del nivel de aguas máximo ordinario (N.A.M.O.)

N_E = Elevación del nivel de aguas máximo extraordinario (N.A.M.E.)

H₀ = Altura desde el nivel del terreno natural hasta N.A.M.O. (N_O-N₀)

H₁ = Altura desde el nivel del terreno natural hasta N.A.M.E. (N_E-N₀)

H₂ = Altura del paramento mojado con inclinación.

H₃ = Altura desde el paramento aguas abajo con inclinación hasta N.A.M.E.

H₄ = Altura desde el N.A.M.E. hasta la corona.

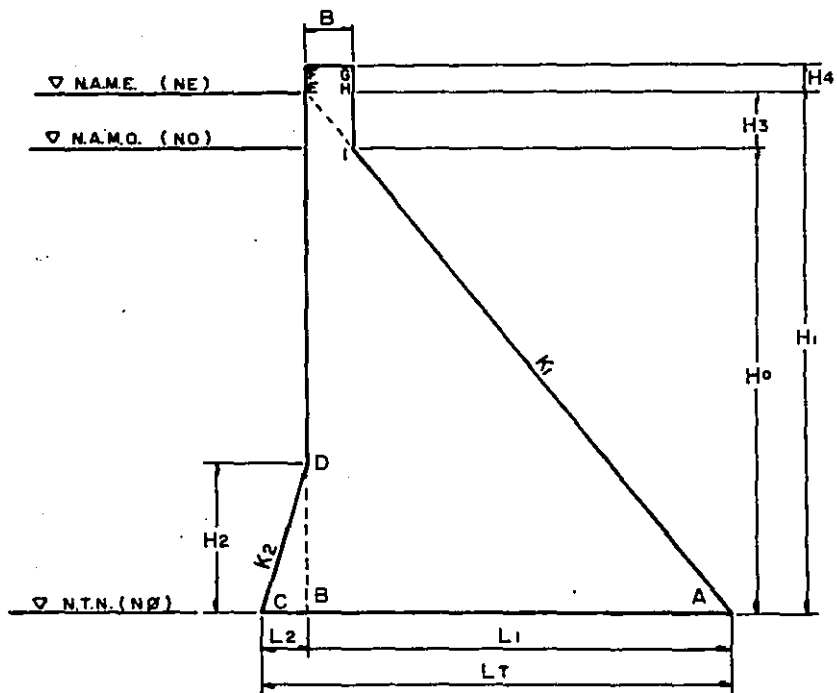
K₁ = Talud del paramento de aguas abajo

K₂ = Talud del paramento de aguas arriba

L₁ = Distancia horizontal desde el eje vertical al pie de la cortina =
= K₁ x H₁

L₂ = Distancia horizontal desde el eje vertical al talón de la cortina =
= K₂ x H₂

L_t = Longitud total de la base de la cortina (L₁ + L₂)



GEOMETRIA DE LA SECCION NO VERTEDORA

b) CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION NO VERTEDORA

Para poder determinar las coordenadas del centro de gravedad de la sección no vertedora se considera como una figura compuesta por las siguientes --- figuras.-

- 1.- Triángulo rectángulo definido por los vértices A-B-E (elemento 1)
- 2.- Triángulo rectángulo definido por los vértices B-C-D (elemento 2)
- 3.- Triángulo rectángulo definido por los vértices E-H-I (elemento 3)
- 4.- Rectángulo definido por los vértices E-F-G-H (elemento 4)

Eje de las abscisas (eje "x")

ELEMENTO	AREA (A1)	xi	Ai x Xi
1	$A_1 = \frac{1}{2} \times H_1 \times L_1$	$X_1 = \frac{2}{3} \times L_1$	$Ax_1 = A_1 \times X_1$
2	$A_2 = \frac{1}{2} \times H_2 \times L_2$	$X_2 = L_1 + \frac{1}{3} \times L_2$	$Ax_2 = A_2 \times X_2$
3	$A_3 = \frac{1}{2} \times H_3 \times B$	$X_3 = L_1 - \frac{2}{3} \times B$	$Ax_3 = A_3 \times X_3$
4	$A_4 = H_4 \times B$	$X_4 = L_1 - \frac{1}{2} \times B$	$Ax_4 = A_4 \times X_4$

$$A_t = A_1 + A_2 + A_3 + A_4$$

$$x_A = Ax_1 + Ax_2 + Ax_3 + Ax_4$$

$$x = \frac{x_A}{A_t}$$

Eje de las ordenadas (eje "y")

ELEMENTO	AREA (A1)	yi	Ai x Yi
1	A1	$y_1 = \frac{1}{3} \times H_1$	$Ay_1 = A_1 \times Y_1$
2	A2	$y_2 = \frac{1}{3} \times H_2$	$Ay_2 = A_2 \times Y_2$
3	A3	$y_3 = H_1 - \frac{1}{3} \times H_3$	$Ay_3 = A_3 \times Y_3$
4	A4	$y_4 = H_1 + \frac{1}{2} \times H_4$	$Ay_4 = A_4 \times Y_4$

$$Y_A = Ay_1 + Ay_2 + Ay_3 + Ay_4$$

$$y = \frac{Y_A}{A_t}$$

c) MODELOS DE DISEÑO

c.1 MODELO No. 1.- (Condiciones Extremas)

En este modelo se consideran las siguientes condiciones.-

- 1.- Peso propio de la cortina
- 2.- Nivel de aguas máximo ordinario (N.A.M.O.)
- 3.- Fuerza sísmica en la cortina
- 4.- Fuerza sísmica en el agua
- 5.- Subpresión con sistema de drenes operantes.

c.2 MODELO No. 2.- (Condiciones No Habituales)

Las condiciones de este modelo son las siguientes.-

- 1.- Peso propio de la cortina
- 2.- Nivel de aguas máximo extraordinario (N.A.M.E.)
- 3.- Subpresión con sistema de drenes inoperantes

c.3 MODELO No.3.- (Condiciones Usuales)

Las condiciones de este modelo son.-

- 1.- Peso propio de la cortina
- 2.- Nivel de aguas máximo extraordinario (N.A.M.E.)
- 3.- Subpresión con sistema de drenes operantes.

1.2 FUERZAS ACTUANTES EN LA SECCION NO VERTEDORA

a) Peso Propio de la Sección no Vertedora.

Según la geometría de la sección, el peso total por unidad de longitud --- será la suma de los pesos parciales siguientes.-

$$W1 = \frac{1}{2} \times H1 \times L1 \times Vc$$

$$W2 = \frac{1}{2} \times H2 \times L2 \times Vc$$

$$W3 = \frac{1}{2} \times H3 \times B \times Vc$$

$$W4 = H4 \times B \times Vc$$

$$Wc = W1 + W2 + W3 + W4$$

Donde Vc es el peso volumétrico del material de la sección, se usa para el concreto de 2200 a 2400 Kg/m³

b) Peso del agua sobre el paramento mojado

Cuando el paramento mojado cuenta con alguna inclinación, el peso del agua sobre el mismo, colabora a mantener estable a la cortina.
Este peso por unidad de longitud se calcula con la expresión.-

$$W5 = \frac{1}{2} \times H2 \times L2 \times W$$

$$WA1 = (H \theta - H 2) \times L2 \times w \quad (\text{ Cuando se considera N.A.M. O.})$$

$$WA2 = (H 1 - H 2) \times L2 \times w \quad (\text{ Cuando se considera N.A.M. E.})$$

$$Ww1 = W5 + WA1$$

$$Ww2 = W5 + WA2$$

Donde w es el peso volumétrico del agua = $1\ 000\ \text{Kg/m}^3$

c) Fuerza producida por la presión hidrostática.

Esta fuerza por unidad de longitud se calcula con la ecuación

$$FV 1 = \frac{1}{2} \times H \theta^2 \times w \quad (\text{ N.A.M.O.})$$

$$FV 2 = \frac{1}{2} \times H 1^2 \times w \quad (\text{ N.A.M.E.})$$

d) Fuerza producida por la Subpresión

La subpresión en la base de la cortina se calcula con la expresión .-

$$Pu = (Hf \times \frac{x}{L} \times (H - Hf)) \times W$$

Sin embargo la carga de salida Hf generalmente se considera nula, por lo que.-

$$Pu = K \times \frac{x}{L} \times W \times W$$

Y cuando se desea calcular la subpresión total ($x = L$) tenemos.-

$$PU = K \times H \times W$$

La fuerza producida por la subpresión por unidad de longitud con sistema de drenes inoperantes , $K = 1.00$ será.-

$$FU1 = \frac{1}{2} \times H0 \times Lt \times W \quad (\text{N.A.M.O.})$$

$$FU2 = \frac{1}{2} \times H1 \times Lt \times W \quad (\text{N.A.M.E.})$$

Cuando se cuenta con un sistema de drenes operantes, esta fuerza valdrá:

$$FU3 = \frac{1}{2} \times K \times H0 \times Lt \times W \quad (\text{N.A.M.O.})$$

$$FU4 = \frac{1}{2} \times K \times H1 \times Lt \times W \quad (\text{N.A.M.E.})$$

e) Fuerza sísmica en la cortina.

Esta fuerza está relacionada con la aceleración que se le produce a la masa total de la cortina, y se le calcula con la ecuación.-

$$FE = \alpha \times Wc$$

Donde α varía de 0.05 a 0.35 y es la relación de la aceleración del sismo y la aceleración de la gravedad.

f) Fuerza sísmica en el agua.

La fuerza de inercia que le produce un movimiento sísmico al agua sobre la cortina es.-

$$VE1 = 0.726 \times FW1 \times H0 \quad (\text{N.A.M.O.})$$

$$VE2 = 0.726 \times FW2 \times H1 \quad (\text{N.A.M.E.})$$

Donde.-

$$FW1 = \alpha \times C \times H0 \times W \quad (\text{N.A.M.O.})$$

$$FW2 = \alpha \times X \times H1 \times W \quad (\text{N.A.M.E.})$$

Donde C es el coeficiente para la distribución y magnitud de las presiones.

1.3 MOMENTOS DE VOLTEO RESPECTO AL PIE DE LA CORTINA (PUNTO A)

a) Centro de gravedad del área del agua sobre el paramento mojado.

$$xw1 = \frac{A2 \times (L1 + 2/3 \times L2) + (H0 - H2) \times L2 \times (L1 + \frac{1}{2} \times L2)}{A2 + (H0 - H2) \times L2}$$

$$xw2 = \frac{A2 \times (L1 + 2/3 \times L2) + (H1 - H2) \times L2 \times (L1 + \frac{1}{2} \times L2)}{A2 + (H1 - H2) \times L2}$$

b) Momentos de Volteo

<u>FUERZA</u>	<u>BRAZO DE PALANCA RESPECTO AL PUNTO A</u>	<u>MOMENTO DE VOLTEO RESPECTO AL PUNTO A</u>
1.- PESO PROPIO DE LA CORTINA WC	X	MC = WC x X
2.- PESO DEL AGUA SOBRE PARA- MENTO MOJADO. WW 1 (N.A.N.O.) WW 2 (N.A.N.E.)	XW1 XW2	MW1 = WW1 x XW1 MW2 = WW2 x XW2
3.- FUERZA POR PRESION HIDROS- TATICA. FW1 (N.A.N.O.) FW2 (N.A.N.E.)	1/3 x W0 Y1	MF1 = FW1 x 1/3 x W0 MF2 = FW2 x Y1
4.- FUERZA POR SUPRESION FU1 (N.A.N.O.) (DRENES INOPERANTES) FU2 (N.A.N.E.) (DRENES INOPERANTES) FU3 (N.A.N.O.) (DRENES OPERANTES) FU4 (N.A.N.E.) (DRENES OPERANTES)	XU = 2/3 x LT XU XU XU XU	MU1 = FU1 x XU MU2 = FU2 x XU MU3 = FU3 x XU MU4 = FU4 x XU
5.- SISMO EN LA CORTINA PE	Y	MP = PE x Y
6.- SISMO EN EL AGUA VE1 (N.A.N.O.) VE2 (N.A.N.E.)	- -	ME1 = 0.229 x FW1 x W0 ² ME2 = 0.229 x FW2 x W1 ²

1.4 REVISION DE LAS CONDICIONES DE SEGURIDAD

a) VUELCO

$$FS = \frac{MA}{MB}$$

Donde MA= Momentos en sentido contrario a las manecillas del reloj.

MB= Momentos en sentido de las manecillas del reloj.

Modelo No. 1

$$MA= MC + MU1$$

$$MB= MF1 + MF + ME1 + MU3$$

$$FS \geq (1.10 - 1.20)$$

Modelo No. 2

$$MA= MC + MU2$$

$$MB= MF2 + MU2$$

$$FS \geq 1.50$$

Modelo No.3

$$MA= MC + MU2$$

$$MB= MF2 + MU4$$

$$FS \geq 1.50$$

b) DESLIZAMIENTO

1.- Coeficiente de seguridad contra deslizamiento

$$f1 = \frac{P}{W - U}$$

Donde.- P = Suma de las fuerzas horizontales

W = Suma de las fuerzas verticales

U = Fuerza producida por la subpresión

Modelo No. 1

$$P = FW1 + FE + VE1$$

$$W = WC + WW1$$

$$U = FU3$$

Modelo No. 2

$$P = FW2$$

$$W = WC + WW2$$

$$U = FU2$$

Modelo No. 3

$$P = FW2$$

$$W = WC + WW2$$

$$U = FU4$$

2.- Coeficiente mínimo de seguridad

$$f2 = \frac{f' (W-U)}{P}$$

Donde f' = coeficiente estático de rozamiento (0.65 a 0.75)

3.- Coeficiente de seguridad por corte y rozamiento.

$$SF = \frac{f' (W-U) + bG}{P}$$

Donde b = Longitud de la base donde se estudian los esfuerzos de corte.

G = esfuerzo cortante de trabajo del material en el plano de corte
(7 - 14 kg/cm²)

1.5 FUERZA RESULTANTE

Suma de fuerzas en el eje de las abscisas (eje "X")

Convención de signos (positivo hacia la derecha)

Modelo No.1

$$FW1 + PE + VE1 - RX = 0$$

$$RX = FW1 + PE + VE1$$

Modelo No. 2

$$FW2 - RX = 0$$

$$RX = FW2$$

Modelo No . 3

$$FW2 - Rx = 0$$

$$Rx = FW2$$

Suma de fuerzas en el eje de las ordenadas (eje "y")

Convención de signos (positivo hacia arriba)

Modelo No.1

$$Ry - Wc - Ww1 + FU3 = 0$$

$$Ry = Wc + Ww1 - FU3$$

Modelo No. 2

$$Ry - Wc - Ww2 + FU2 = 0$$

$$Ry = Wc + Ww2 - FU2$$

Modelo NO. 3

$$Ry - Wc - Ww2 + FU4 = 0$$

$$Ry = Wc + Ww2 - FU4$$

RESULTANTE TOTAL.-

$$Rt = (Rx^2 + Ry^2)^{1/2}$$

ANGULO DE INCLINACION DE LA RESULTANTE RESPECTO A LA HORIZONTAL.

$$A = \text{ang tan } (Ry/Rx)$$

MOMENTO RESULTANTE RESPECTO AL PUNTO A DE LAS FUERZAS ACTUANTES.

Convención de Signos (positivo en sentido contrario de las manecillas - del reloj)

$$MA - MB - Rt \times d = 0$$

$$Rt \times d = MA - MB$$

$$d = \frac{MA - MB}{Rt}$$

Donde d es la longitud del brazo de palanca de la fuerza resultante respecto al punto A.

Así mismo se deduce que la distancia horizontal desde el punto A, a la línea de acción de la fuerza resultante, por el principio de los ángulos alternos internos se obtiene con la ecuación.-

$$dh = \frac{d}{\text{sen } A}$$

por lo que esta distancia se puede representar por la expresión.-

$$dh = \frac{MA - MB}{ET \times \text{sen } A}$$

Se recomienda que esta distancia quede comprendida en el intervalo del tercio medio de la base de la cortina.

1.6 ESFUERZOS EN EL CONCRETO

Para poder calcular los esfuerzos normales, se calcula la excentricidad de la resultante, la cual se calcula por la ecuación siguiente.-

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M}{W}$$

Donde -- L es la longitud total de la base de la cortina

M es la suma de momentos de las fuerzas que actúan sobre la cortina sin incluir la subpresión.

W es la suma de cargas verticales que actúan sobre el terreno.

Modelo No. 1

$$M = Mc + Mw1 - MF1$$

$$W = Wc + Ww1$$

Modelo No. 2

$$M = Mc + Mw2 - MF2$$

$$W = Wc + Ww2$$

Modelo No. 3

$$M = Mc + Mw2 - MF2$$

$$W = Wc + Ww2$$

Los esfuerzos normales verticales mínimo, máximo y promedio se calculan con las ecuaciones.-

$$\sigma_{\text{mínimo (talón)}} = \frac{W}{10\ 000\ L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$\sigma_{\text{máximo (pie)}} = \frac{W}{10\ 000\ L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$\sigma_{\text{promedio}} = \frac{W}{10\ 000\ L}$$

Y adoptando la regla del esfuerzo cero en el talón incluyendo subpresión (pero no sismos, asolves, o hielo), se revisa si la presa está segura contra volteo comparando el esfuerzo normal mínimo con el esfuerzo de subpresión en el talón.

ESFUERZO DE SUBPRESION EN EL TALON

Modelo No. 1

$$P = w H_0 / 10\ 000$$

Modelo No. 2

$$P = w H_1 / 10\ 000$$

Modelo No. 3

$$P = w H_1 / 10\ 000$$

1.7 VOLUMEN DE MATERIAL POR COLAR PARA CADA INCREMENTO DE ALTURA.

Los factores que determinan la magnitud del volumen de material empleado para la construcción de la cortina de una presa son.-

- a) Longitud transversal de la cortina, y
- b) Altura de la cortina.

Uno de los objetivos principales del residente de campo durante la construcción de una presa, es el suministro adecuado de los insumos necesarios para el buen desarrollo de la misma.

El siguiente algoritmo proporciona al usuario el volumen de material por unidad de longitud, de la sección de la obra no vertedora, a diferentes alturas y con los intervalos requeridos por el usuario.

Para calcular el volumen total de la sección, se multiplicará el volumen unitario por la longitud transversal de la sección.

DESCRIPCION

El volumen unitario de la sección, será igual al área transversal de la sección por unidad de longitud.

Esta área transversal se calculará según los siguientes intervalos.-

a) Cuando se dese calcular el área transversal de la sección, considerando una altura menor que H2, se procederá a realizar la siguiente operación.-

$$A = L1 \times H - \frac{1}{2} \times D1 \times H + \frac{1}{2} \times (L2 + (L2 - D2)) \times H$$

Donde.- H = Altura considerada para calcular el volumen de la sección.

L1 = Distancia horizontal desde el eje vertical hasta el pie de la cortina = K1 x H1 .

D1 =Es el incremento en sentido horizontal, correspondiente a la altura H en el paramento de aguas arriba = K1 x H .

L2 =Distancia horizontal desde el eje vertical hasta el talón de la cortina = K2 x H2 .

D2 =Es el incremento en sentido horizontal, correspondiente a la altura H en el paramento de aguas abajo = K2' x H .

b) Cuando el área transversal de la sección corresponda a una altura mayor que H2 y menor que H1 - H3, se tendrá la siguiente ecuación.-

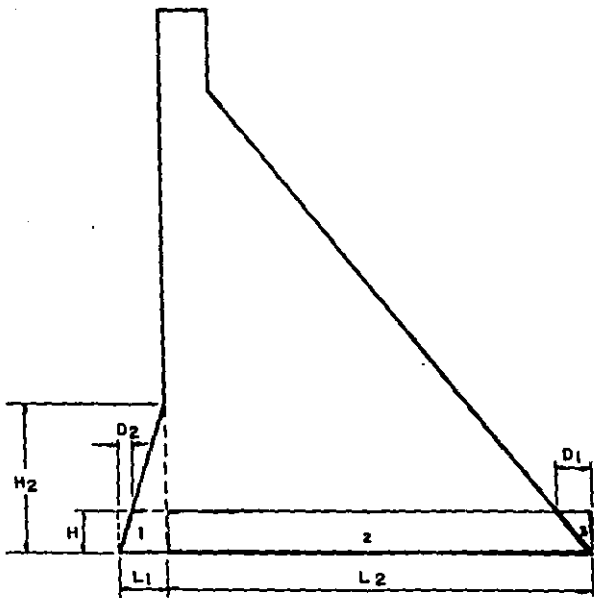
$$A = L1 \times H - \frac{1}{2} \times D1 \times H + \frac{1}{2} \times L2 \times H2$$

c) Cuando el área transversal de la sección corresponda a una altura mayor que $H1 - H3$, se procederá a calcular con la ecuación.-

$$A = Bx H + \frac{1}{2} \times (L1 - B) \times (H1 - H3) + \frac{1}{2} \times L2 \times H2.$$

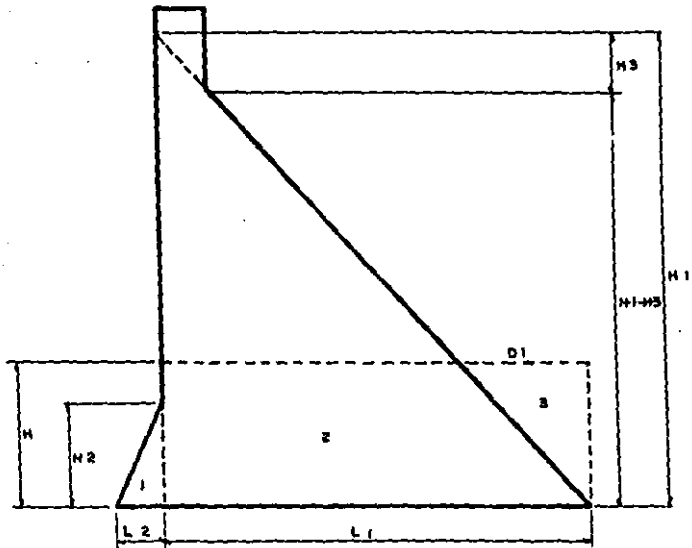
Donde.- B = Ancho de la corona.

En los siguientes esquemas se observen las figuras geométricas diferencia las, empleadas para el cálculo del área de la sección transversal.

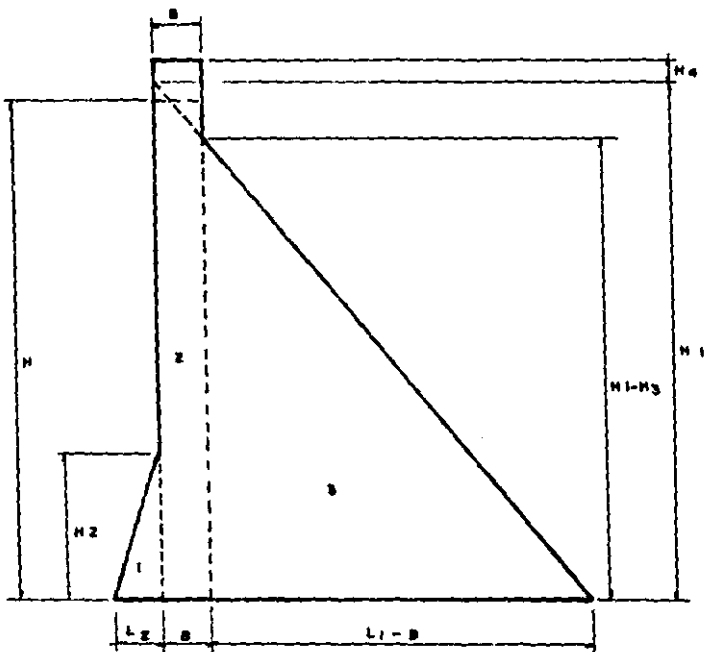


CALCULO DEL VOLUMEN DE LA SECCION NO VERTEDORA

Caso No. 1 $H < H_2$



CALCULO DEL VOLUMEN DE LA SECCION NO VERTEDORA
 Caso No. 2 $H_2 < H < (H_1 - H_3)$



CALCULO DEL VOLUMEN DE LA SECCION INVERTIDA
 Caso No 3 $H_1 - H_3 < H < H_1 + H_4$

2.- SECCION VERTEDORA

2.1 GEOMETRIA DE LA SECCION VERTEDORA.

Los elementos principales que definen la geometría de la sección vertedora son.-

- a) Las coordenadas del perfil del cimacio, aguas arriba del eje de la cresta vertedora.
- b) Los radios de la curva compuesta, aguas abajo del eje de la cresta vertedora.
- c) Las coordenadas del punto de tangencia entre la curva superior del cimacio y el talud que soporta la lámina de agua sobre la superficie de derrame.

2.1.1 Coordenadas del perfil del cimacio, aguas arriba del eje de la cresta vertedora.

A la porción del cimacio localizada aguas arriba del origen de la cresta, se le ha definido como una curva simple y una tangente según la ecuación.-

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

Sin embargo, Scimemi propone la siguiente expresión .-

$$\frac{1.85}{K} = \frac{0.85}{Y}$$

$$K = 2 H_d \quad Y$$

Donde.- X y Y son los valores de las coordenadas del perfil, y H_d es la carga de diseño.

Esta expresión es una aplicación sencilla y útil de la ecuación general, y que se puede reducir de la siguiente forma.-

$$\frac{0.85}{1.85} = \frac{0.5 X^n}{H_d^{n+1}}$$

$$Y = 0.5 \frac{X^n}{H_d^{n+1}}$$

$$Y = 0.5 \frac{X^n}{H_d^{n+1}}$$

El valor de las coordenadas se puede encontrar de acuerdo a la ecuación anterior, sin embargo se puede encontrar también según la tabla siguiente.-

$\frac{X}{H_d}$	$\frac{Y}{H_d}$	$\frac{X}{H_d}$	$\frac{Y}{H_d}$	$\frac{X}{H_d}$	$\frac{Y}{H_d}$
0.10	0.00706	1.10	0.5964	2.10	1.973
0.20	0.02546	1.20	0.7006	2.20	2.150
0.30	0.05391	1.30	0.812	2.30	2.334
0.40	0.09170	1.40	0.932	2.40	2.526
0.50	0.1387	1.50	1.058	2.50	2.724
0.60	0.1944	1.60	1.193	2.60	2.929
0.70	0.2585	1.70	1.334	2.80	3.359
0.80	0.3309	1.80	1.483	3.00	3.816
0.90	0.4115	1.90	1.639	3.50	5.076
1.00	0.5000	2.00	1.802	4.00	6.498

Donde.- $\frac{X}{H_d}$ Relación del valor de la abscisa y la carga de diseño.

$\frac{Y}{H_d}$ Relación del valor de la ordenada y la carga de diseño.

(Para obtener el valor de las coordenadas se multiplicará la carga de diseño por esta relación)

2.1.2 Radios de la curva compuesta, aguas abajo del eje de la cresta ver
tedora.

El valor de los radios en función de la carga de proyecto, que forman la curva circular compuesta localizada aguas abajo del origen de la cresta, pueden variar debido a la relación de la carga debida a la velocidad de llegada del agua al cimacio y la carga de proyecto.

Sin embargo es más práctico considerar estos radios como constantes, debido a que esta carga es casi despreciable, por lo que el valor de estos radios será.-

$$R1 = 0.530 Hd$$

$$R2 = 0.235 Hd$$

Donde las coordenadas del origen de estos radios respecto al origen de la cresta son.-

$$R1 = 0.530 Hd \quad x = 0 Hd \quad ; \quad y = 0.530 Hd$$

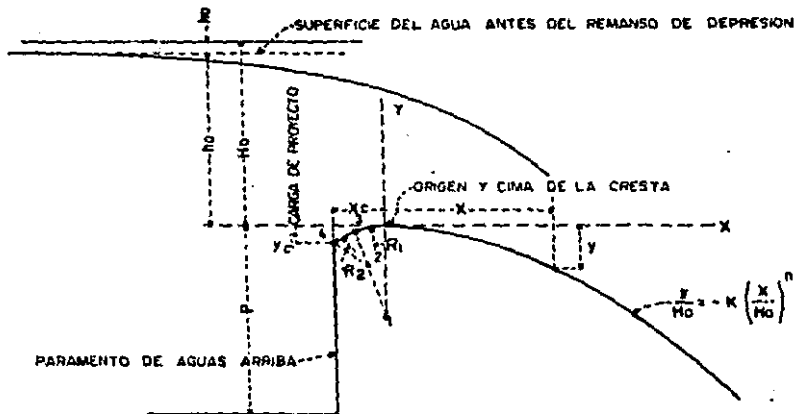
$$R2 = 0.235 Hd \quad x = 0.082 Hd \quad ; \quad y = 0.247 Hd$$

Y las coordenadas del perfil del cimacio definidas por los radios y sus centros son.-

$$R1 = 0.530 Hd \quad x = 0.147 Hd \quad y = 0.021 Hd$$

$$R2 = 0.235 Hd \quad x = 0.284 Hd \quad y = 0.127 Hd$$

En la siguiente figura se observa la ubicación de los radios, sus centros y las coordenadas del perfil del cimacio definidas por los mismos.



PUNTO	COORDENADAS (x - y)		
1	0.00 Hd	-0.530 Hd	Radio 1 = 0.530 Hd
2	-0.082Hd	-0.247 Hd	Radio 2 = 0.235 Hd
3	-0.147Hd	-0.021 Hd	
4	-0.284Hd	-0.127 Hd	

Donde Hd es la carga de proyecto

Geometría general de la cresta vertedora (aguas abajo)

2.1.3 Coordenadas del punto de tangencia.

Para la localización del punto de tangencia entre la curva superior del cimacio y el talud aguas abajo, utilizando la fórmula de Scimemi y para cualquier valor del talud tenemos las ecuaciones.-

$$\frac{X_t}{H_d} = \frac{1}{(0.925 T)^{1/0.85}}$$

$$\frac{Y_t}{H_d} = \frac{0.50}{(0.925 T)^{1.65/0.85}}$$

Y estos valores se encuentran tabulados en la siguiente tabla.-

TALUD	$\frac{XT}{Hd}$	$\frac{YT}{Hd}$	TALUD	$\frac{XT}{Hd}$	$\frac{YT}{Hd}$
0.50	2.4773	2.6782	0.75	1.5375	1.1081
0.51	2.4203	2.5652	0.76	1.5137	1.0766
0.52	2.3656	2.4591	0.77	1.4906	1.0464
0.53	2.3132	2.3592	0.78	1.4682	1.0175
0.54	2.2629	2.2652	0.79	1.4464	0.9896
0.55	2.2146	2.1765	0.80	1.4251	0.9629
0.56	2.1681	2.0928	0.81	1.4044	0.9372
0.57	2.1234	2.0137	0.82	1.3843	0.9123
0.58	2.0804	1.9389	0.83	1.3647	0.8888
0.59	2.0390	1.8681	0.84	1.3456	0.8659
0.60	1.9991	1.8010	0.85	1.3270	0.8439
0.61	1.9606	1.7373	0.86	1.3089	0.8227
0.62	1.9234	1.6769	0.87	1.2912	0.8022
0.63	1.8876	1.6195	0.88	1.2739	0.7825
0.64	1.8529	1.5650	0.89	1.2571	0.7635
0.65	1.8194	1.5130	0.90	1.2407	0.7452
0.66	1.7870	1.4636	0.91	1.2247	0.7275
0.67	1.7557	1.4165	0.92	1.2090	0.7104
0.68	1.7254	1.3715	0.93	1.1938	0.6938
0.69	1.6960	1.3286	0.94	1.1788	0.6779
0.70	1.6675	1.2877	0.95	1.1642	0.6624
0.71	1.6399	1.2485	0.96	1.1500	0.6475
0.72	1.6132	1.2111	0.97	1.1361	0.6331
0.73	1.5872	1.1753	0.98	1.1224	0.6191
0.74	1.5620	1.1410	0.99	1.1091	0.6056
-----	-----	-----	1.00	1.0961	0.5925

Donde los valores $\frac{XT}{Hd}$ y $\frac{YT}{Hd}$ corresponden a la relación del valor de las coordenadas y la carga de proyecto.

2.2 FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LA SECCION VERTEDORA

Para solucionar el funcionamiento hidráulico de la sección vertedora, se pueden seguir dos procedimientos.-

- a) Se elige la profundidad de aproximación con respecto a la cresta y se determina el coeficiente apropiado.
- b) Se elige un coeficiente arbitrario y se determinan las dimensiones — apropiadas.

PRIMER PROCEDIMIENTO

1.- Se supone la posición de los niveles de llegada y del lavadero de — aguas abajo con respecto al nivel de la cresta (P).

2.- Para determinar las pérdidas en el canal de llegada, se supone un — valor de C para obtener una velocidad de llegada aproximada.

3.- Se obtiene la descarga por unidad de longitud de la cresta.

$$q = C H_a^{3/2}$$

4.- Se determina la velocidad de llegada (V_a), y la carga de la velocidad de llegada (H_a).

$$V_a = \frac{q}{H_a + P}$$

$$H_a = \frac{V_a^2}{2g}$$

5.- Se calcula la pendiente de rozamiento (s) de acuerdo a la fórmula de Manning.-

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$S = \left[\frac{Vn}{R^{2/3}} \right]^2$$

Donde.- n es el coeficiente de fricción (generalmente 0.015)

R es el radio hidráulico y se supone igual a la profundidad de llegada.

6.- La pérdida total por fricción en el canal de llegada (H_f), será igual a la longitud del canal de entrada multiplicada por la pendiente de rozamiento (s).

$$H_f = s L$$

7.- Se considera una pérdida a la entrada del canal de llegada aproximada al 10 % de la carga debida a la velocidad de llegada, por lo que la pérdida total (H_t) será igual a .-

$$H_t = H_f + 0.1 H_e$$

8.- La carga efectiva (H_o) será igual a la carga total menos la pérdida total.-

$$H_o = H_e - H_t$$

9.-Según la relación de F se obtiene de la gráfica de $\frac{F}{H_o}$

"Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical", el valor del coeficiente C_o .

10.- De la figura "Coeficiente de descarga para una cresta de cimacio con paramento de aguas arriba inclinado", se obtiene de la relación $\frac{F}{H_o}$, la relación de los coeficientes de paramentos con inclinación y paramentos verticales C inclinados, encontrando el valor del coeficiente para un C vertical paramento inclinado.

11.- Las relaciones de $\frac{H_d + d}{H_e}$ y de $\frac{H_d}{H_e}$, se determinan para calcular

los efectos de aguas abajo, así $H_d + d$ será igual a $H_e + P$.

Para la relación $\frac{H_d}{H_e} + d$, se encuentra en la figura "Efectos de los-

factores de aguas abajo en la capacidad de los vertedores", la relación $\frac{H_d}{H_e}$ o grado de sumergencia, en régimen supercrítico, después se calcula el valor de H_d y de d .

12.- Con la descarga unitaria calculada, se determina la velocidad aguas abajo (V_b), y la carga debida a esta velocidad.

$$V_b = \frac{q}{d}$$

$$H_b = \frac{V_b^2}{2g}$$

13.- De la relación $\frac{H_d + d}{H_e}$ se obtiene de la figura "Relación de los

coeficientes de descarga debida al efecto del lavadero" el valor de la relación del coeficiente modificado (C_a) y el coeficiente para descarga libre (C), y se obtiene el valor del coeficiente final para calcular la longitud de la cresta.

14.- Por último se determina la longitud necesaria de la cresta, incluyendo los efectos de las pilas y los estribos.

$$L = \frac{Q}{C H_e^{3/2}} \quad (\text{longitud efectiva})$$

$$L' = L + 2 (N K_p + K_a) H_e \quad (\text{Longitud neta})$$

SEGUNDO PROCEDIMIENTO

1.- En este procedimiento se supone primero un coeficiente general de descarga (C)

2.- Se obtiene la descarga unitaria (q) por unidad de longitud.

3.- Se determina la longitud efectiva necesaria de la cresta (L)

4.- Del valor de C , se encuentra la relación de $\frac{P}{H_o}$ de la figura "Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical", y -

se supone un valor de P.

5.- Según el valor supuesto de P, se calculan las pérdidas de la carga.

6.- Se encuentra de la relación de $\frac{P}{H_0}$, el valor de Ci

7.- De la siguiente igualdad se determina el valor de Co.-

$$\frac{C_o}{C \text{ carga bruta}} = \frac{H \text{ carga bruta}^{3/2}}{H^{3/2} \text{ carga efectiva}}$$

$$C_o = C_b \left(\frac{H \text{ b}}{H^{3/2} e} \right)^{3/2}$$

8.- De la relación de sumergencia, $\frac{C_a}{C_o}$, se obtiene el valor de $\frac{H_d + d}{H_e}$ -

de la figura "Relación de los coeficientes de descarga debida al efecto del lavadero."

9.- Se obtiene el valor de $H_d + d$ y se ubica el lavadero de aguas abajo respecto al nivel de la cresta.

2.3 RELACION CARGA- GASTO

Es recomendable emplear el primer procedimiento para calcular una curva de aforo. Según la carga que pase sobre el vertedor se tendrá un gasto - en específico.

Para calcular esta curva se deben obtener los coeficientes para las cargas menores.

Como las variaciones de las diferentes correcciones no son constantes, - el procedimiento para corregir los coeficientes debe repetirse para cada carga menor.

Las variables pueden tabularse de acuerdo a la siguiente relación.-

1.- $\frac{H_e}{H_0}$ = Porcentaje de la carga parcial respecto a la carga total.

2.- H_c = Carga parcial

3.- $\frac{C}{C_o}$ = Relación de coeficientes de descarga en función de $\frac{H_e}{H_0}$

4.- C_i = Coeficiente de descarga para un paramento con inclinación.

5.- $H_d + d = H_e + P$

6.- $\frac{H_d + d}{H_e}$ = Relación de $H_d + d$ y H_e

7.- $\frac{C_a}{C}$ = Relación de coeficientes de descarga debido al efecto del lavadero.

8.- C_s = Coeficiente de descarga modificado

9.- $q = C_s H_e^{3/2}$ = Descarga por unidad de longitud de la cresta.

10.- $H_e + P$ = Nivel de llegada a la cresta más nivel del lavadero aguas-abajo de la cresta.

11.- V_a = Velocidad de llegada.

12.- $H_a = \frac{V_a^2}{2g}$ = Carga debida a la velocidad de llegada

13.- S = Pendiente de rozamiento.

14.- Pérdidas en la entrada = $0.10 H_a$

15.- H_t = Pérdida total

16.- Carga bruta = Carga Parcial + Pérdida total

17.- Descarga total = $C_s H_e^{3/2}$

3.- DIAGRAMA DE FLUJO

3.1 Simbología

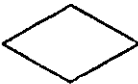





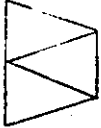
Los tres símbolos básicos de un diagrama de flujo son.-

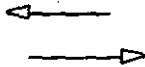
a) La dirección del flujo, es una línea que conecta a dos símbolos con una flecha que indica la dirección, si se requiere.

b) El símbolo de Entrada-Salida, que denota cualquier comienzo o interrupción del programa.

c) El símbolo de procesamiento, que presenta las operaciones de procedimientos reales.

A continuación se describe el significado de los símbolos empleados.-

SÍMBOLO	NOMBRE	SIGNIFICADO
	Decisión	Punto en el programa donde se puede realizar una bifurcación, de acuerdo a ciertas condiciones.
	Terminal o Interrupción	Principio, fin o punto de interrupción del programa.
	Conector	Una entrada desde, o una salida o parte del diagrama de flujo (en la misma hoja).
	Conector	Utilizando como al conector común pero para entrada o salida de una a otra página.
	Procesamiento	Cálculo matemático, grupo de instrucciones que ejecutan una función.
	Entrada - Salida	Cualquier función de un dispositivo de entrada - salida.
	Ciclo Iterativo	Incrementa una variable varias veces de un valor inicial (triángulo superior), con un incremento (triángulo medio), hasta un valor final (triángulo inferior).



FLECHAS

Conecta símbolos y muestran en que orden van a ser realizadas las operaciones.



Entrada manual

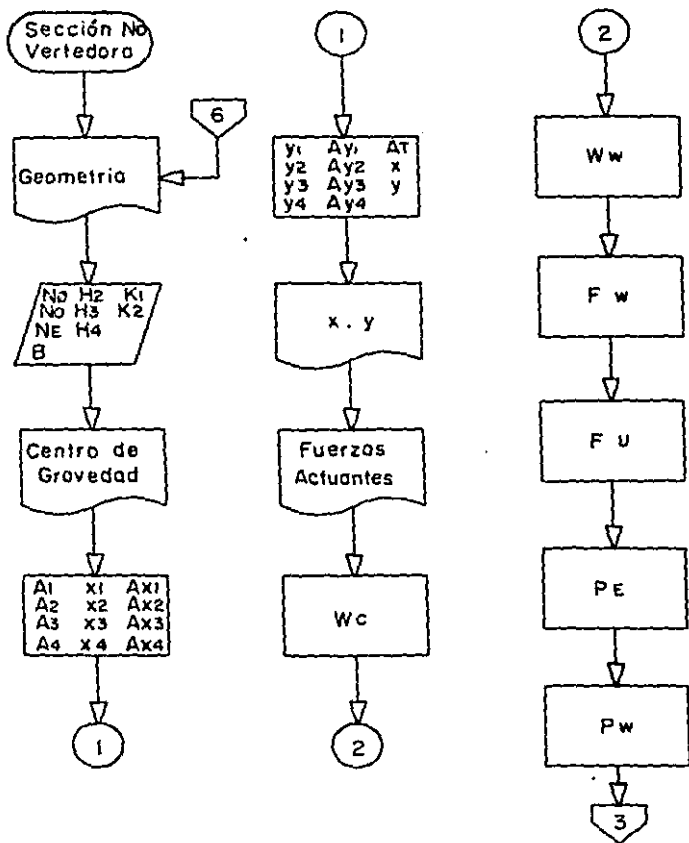
Realiza la lectura de datos por medio de teletipo.

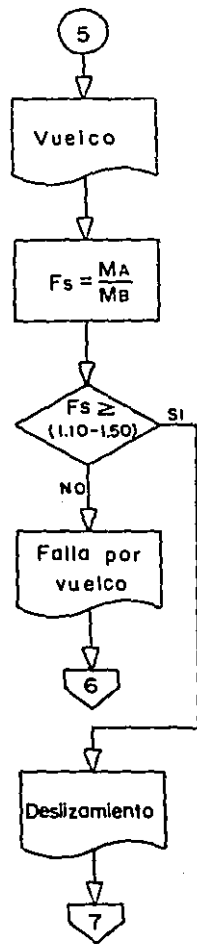
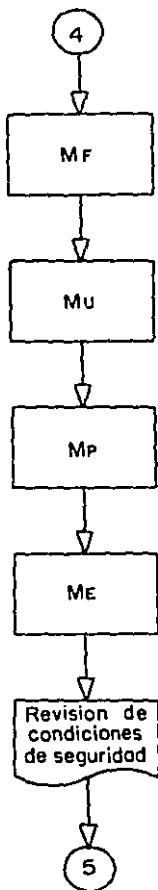
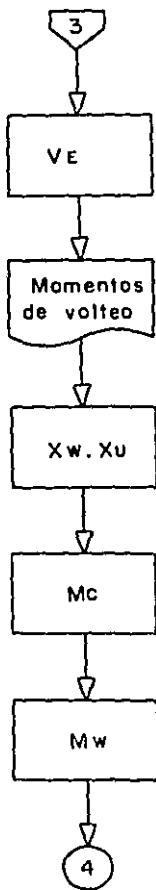


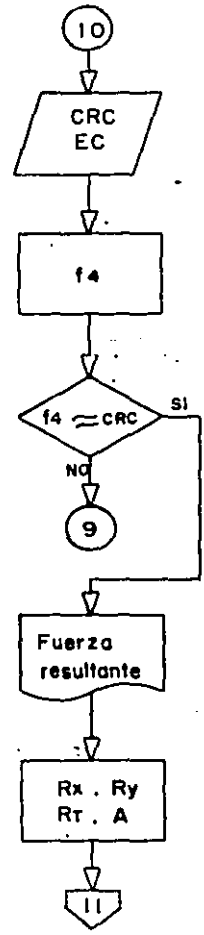
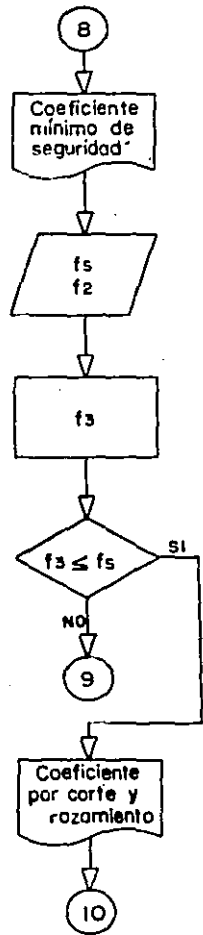
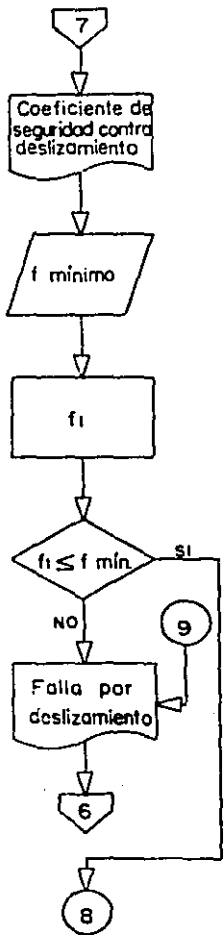
Documento

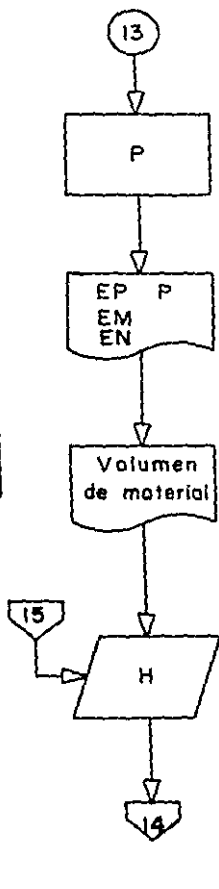
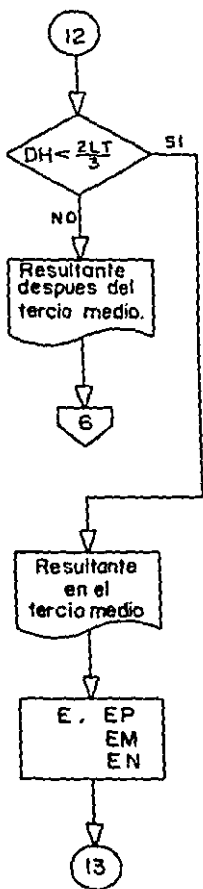
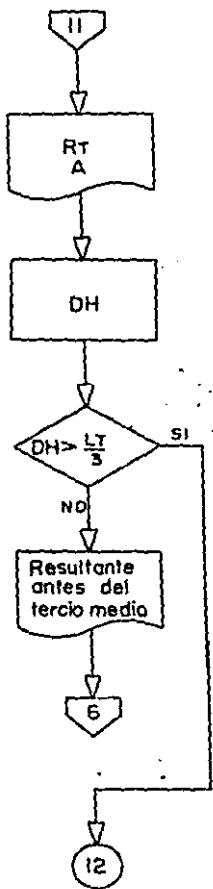
Representa una salida de la computadora en forma de documento.

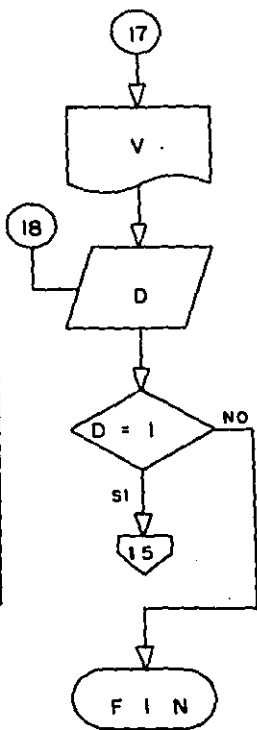
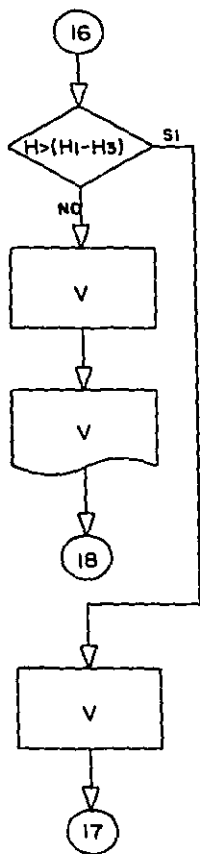
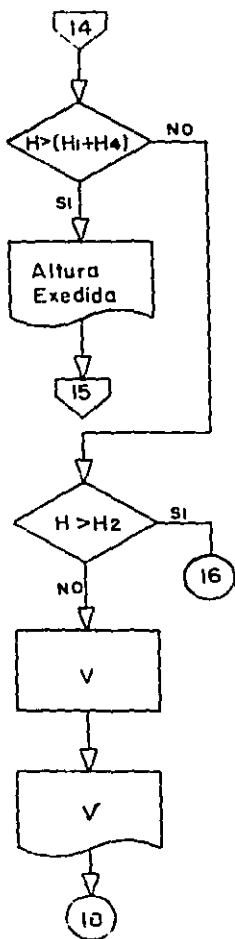
3.2 Sección No Vertedora.



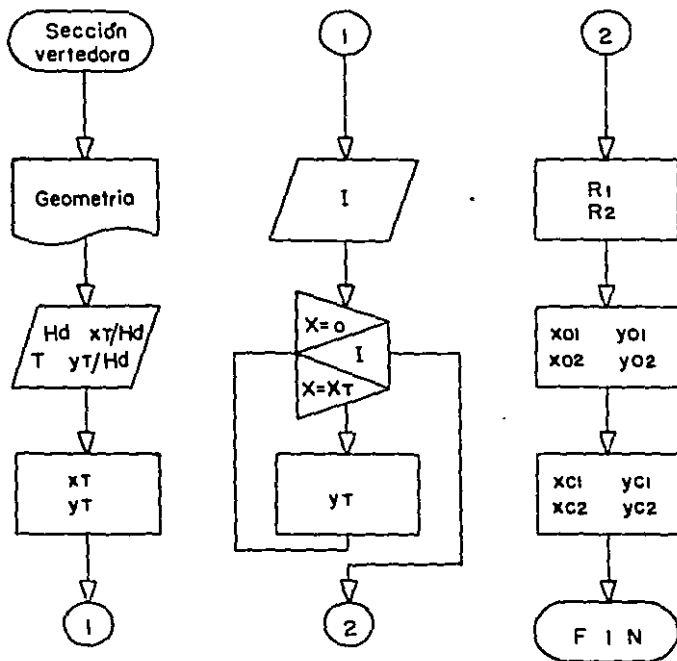




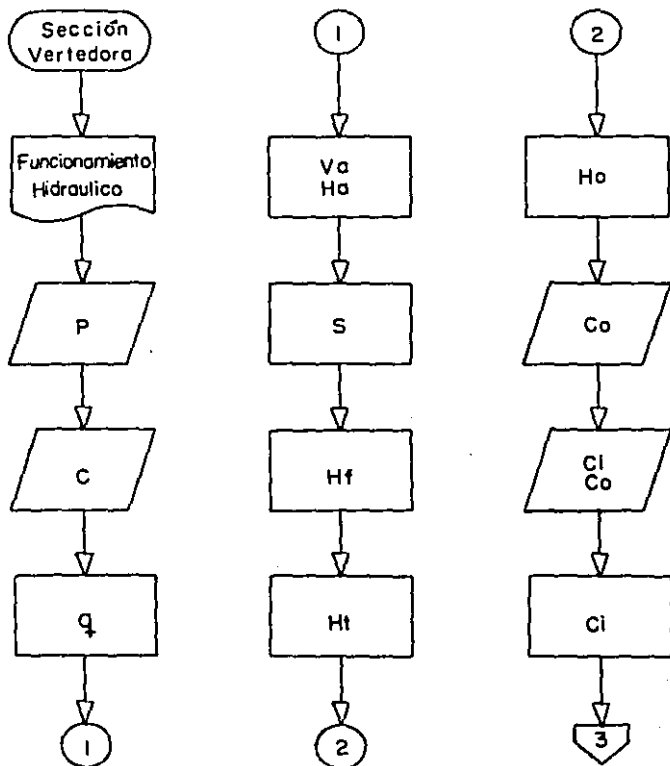


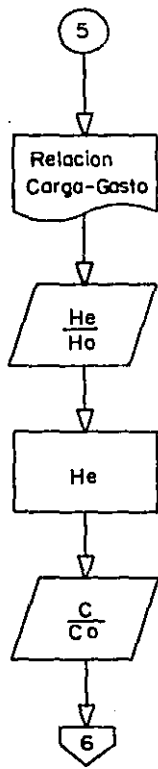
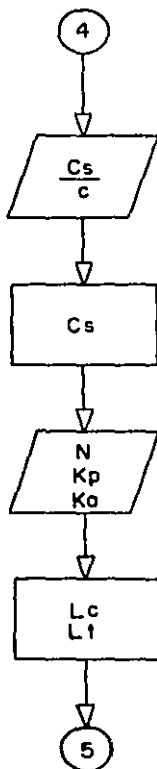
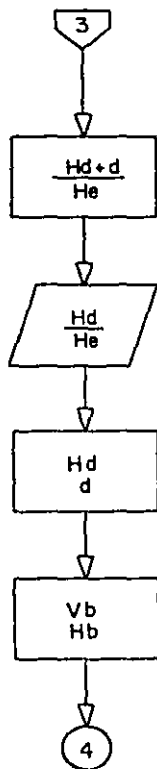


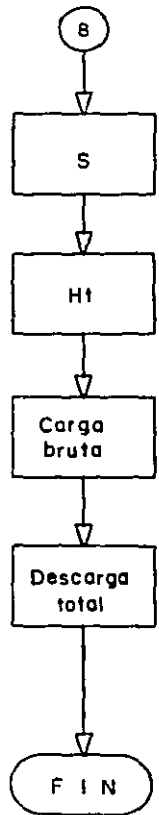
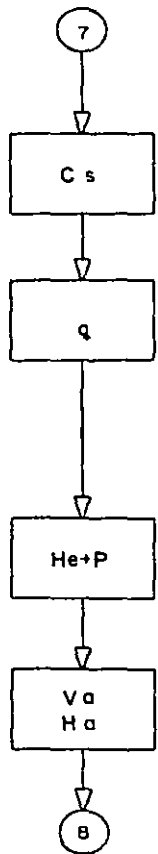
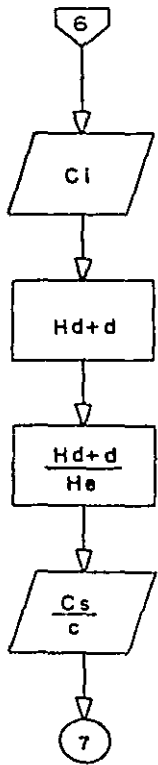
3.3 Sección Vertedora (Geometría de la sección)



3.4 Sección Vertedora (Funcionamiento Hidráulico)







4.- Codificación del Programa de Computación

```
10 PRINT "CALCULO DE LA CORTINA DE UNA PRESA DE ALMACENAMIENTO TIPO GR-VELEC"
20 PRINT "SECCION NO VERTEDORA"
30 PRINT "GEOMETRIA DE LA SECCION"
40 INPUT "NIVEL DEL TERRENO NATURAL *":Y1
50 INPUT "NIVEL DE AGUAS MAXIMO ORDINARIO *":Y2
60 INPUT "NIVEL DE AGUAS MAXIMO EXTRAORDINARIO *":Y3
70 INPUT "ANCHO DE LA CORONA *":B
80 INPUT "ALTURA DEL PARAMENTO MOJADO CON INCLINACION *":H1
90 INPUT "ALTURA DESDE N.A.M.E. HASTA LA CORONA *":H2
100 INPUT "TALUD DEL PARAMENTO AGUAS ABAJO *":L1
110 INPUT "TALUD DEL PARAMENTO AGUAS ARRIBA *":L2
120 M0=H1
130 M0=M0-H2
140 M1=M0-H2
150 L1=L1+H1
160 L2=L2+H2
165 L=L1+L2
170 F=H1 "LENTUO DE GRAVEDAD DE LA SECCION"
180 A1=.5*H1*L1*(Y1+L1+Y2/3)/A1+H1*Y1
190 A2=.5*H2*L2*(Y2+L2+Y3/3)/A2+H2*Y2
200 A3=.5*H2*L2*(Y3+L2+Y1/3)/A3+H2*Y1
210 A=A1+A2+A3
220 AT=H1*A2+A3+A4
230 Y=H1*(Y1+Y2+Y3)
240 Y=AT/AT
250 Y1=H1*(Y1+Y2+Y3)
```

```

260 Y2=H2/2+AY2=AZ+Y2
270 Y2=H1-H2/2+AY2=AZ+Y2
280 YA=H1+.5*H2+AY4=AA+YA
290 YA=L1+AY2+AY3+AY4
300 YA=YA/AT
310 PRINT "CENTRO DE GRAVEDAD SECCION NO PERTENEDORA"
320 PRINT "AREA TOTAL DE LA SECCION =" ; AT
330 PRINT "ABSCISA DEL CENTRO DE GRAVEDAD =" ; Y
340 PRINT "ORDENADA DEL CENTRO DE GRAVEDAD =" ; Y
350 PER "CALCULO DE FUERZAS ACTUANTES"
360 INPUT "PESO VOLUMETRICO DEL MATERIAL DE LA SECCION =" ; IC
370 M1=.5*H1*LI*IC
380 M2=.5*H2*LI*IC
390 M3=.5*H*IC
400 M4=H4*BI*IC
410 MC=M1+M2+M3+M4
420 MS=.5*H*LI*LI*IC
430 MA=(M1+M2)*LI*LI*IC
440 MA2=(M1+M2)*LI*LI*IC
450 M1=M3+M4
460 M2=M3+M4
470 FMI=.2*H*LI*LI*IC
480 FMI=.2*H*LI*LI*IC
490 FUI=.2*H*LI*LI*IC
500 FUI=.2*H*LI*LI*IC
510 INPUT "FACTOR DE REDUCCION DE LA SUPRESION =" ; F

```

```

520 FUS=K1FU1
530 FUA=K1FU2
540 INPUT *VALOR DE LA CONSTANTE SISMICA *CIC
550 PE=CB*MC
560 INPUT *VALOR DEL COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL =*IC
570 PM1=CB*IC*H1*1000
580 PM2=CB*IC*H1*1000
590 VE1=.726*PM1*H1
600 VE2=.726*PM2*H1
700 REM *MOMENTOS DE VOLTED*
710 XM1=(A2*(L1+L2*2/3)+(H1-H2)*L2*(L1+.5*L2))/(A2+(H1-H2)*L2)
720 XM2=(A2*(L1+L2*2/3)+(H1-H2)*L2*(L1+.5*L2))/(A2+(H1-H2)*L2)
730 KU=LT/3
740 MC=MC*Z
750 PM1=PM1*Z*W1
760 PM2=PM2*Z*W2
770 MF1=PM1*H1*3
780 MF2=PM2*H1
790 MU1=FU1*Z*U
800 MU2=FU2*Z*U
800 MU3=FU3*Z*U
1000 MU4=FU4*Z*U
1010 NP=PE*Y
1020 MC1=.229*PM1*H1*2
1030 ME2=.229*PM2*H1*2
1035 CLS

```

1040 PRINT "FUERZAS ACTUANTES"
1050 PRINT "PESO PROPIO DE LA SECCION" =";MC
1060 PRINT "PESO DEL AGUA SOBRE PARAMENTO MOJADO (N.A.M.O.)" =";MM1
1070 PRINT "PESO DEL AGUA SOBRE PARAMENTO MOJADO (N.A.M.E.)" =";MM2
1080 PRINT "FUERZA POR PRESION HIDROSTATICA" =";FM1
1090 PRINT "FUERZA POR PRESION HIDROSTATICA (N.A.M.O.)" =";FM2
1200 PRINT "FUERZA POR SUBPRESION (DRENES INOPERANTES N.A.M.O.)" =";FU1
1210 PRINT "FUERZA POR SUBPRESION (DRENES INOPERANTES N.A.M.E.)" =";FU2
1220 PRINT "FUERZA POR SUBPRESION (DRENES OPERANTES N.A.M.O.)" =";FU3
1230 PRINT "FUERZA POR SUBPRESION (DRENES OPERANTES N.A.M.E.)" =";FU4
1240 PRINT "FUERZA SISMICA EN LA PRESA" =";PE
1250 PRINT "FUERZA SISMICA EN EL AGUA (N.A.M.O.)" =";VE1
1260 PRINT "FUERZA SISMICA EN EL AGUA (N.A.M.E.)" =";VE2
1265 CLS
1270 PRINT "MOMENTOS DE VOLTEO RESPECTO AL PIE DE LA CORTINA"
1280 PRINT "MOMENTO PRODUCIDO POR EL PESO PROPIO" =";MC
1290 PRINT "MOMENTO POR PESO SOBRE PARAMENTO MOJADO (N.A.M.O.)" =";MF1
1300 PRINT "MOMENTO POR PESO SOBRE PARAMENTO MOJADO (N.A.M.E.)" =";MF2
1310 PRINT "MOMENTO POR PRESION HIDROSTATICA (N.A.M.O.)" =";MF1
1320 PRINT "MOMENTO POR PRESION HIDROSTATICA (N.A.M.E.)" =";MF2
1330 PRINT "MOMENTO POR SUBPRESION (DRENES INOPERANTES N.A.M.O.)" =";MU1
1340 PRINT "MOMENTO POR SUBPRESION (DRENES INOPERANTES N.A.M.E.)" =";MU2
1350 PRINT "MOMENTO POR SUBPRESION (DRENES OPERANTES N.A.M.O.)" =";MU3
1360 PRINT "MOMENTO POR SUBPRESION (DRENES OPERANTES N.A.M.E.)" =";MU4
1370 PRINT "MOMENTO POR FUERZA SISMICA EN LA CORTINA" =";MP
1380 PRINT "MOMENTO POR FUERZA SISMICA EN AGUA (N.A.M.O.)" =";ME1

```
1390 PRINT "MOMENTO POR FUERZA SISMICA EN AGUA (N.A.M.E.) =";ME2
1400 CLS
1410 PRINT "REVISION DE CONDICIONES DE SEGURIDAD"
1420 MA1=MC+MI1
1430 MB1=MF1+MP+ME1+MU3
1440 FS1=MA1/MB1
1445 PRINT "CONDICIONES EXTREMAS"
1450 PRINT "FACTOR DE SEGURIDAD CALCULADO =";FS1
1460 IF FS1>1.1 THEN 1490
1470 PRINT "F A L L A P O R V U E L C O"
1480 BOTO 30
1490 PRINT "CONDICIONES NO HABITUALES"
1500 MA2=MC+MI2
1510 MB2=MF2+MU2
1520 FS2=MA2/MB2
1530 PRINT "FACTOR DE SEGURIDAD CALCULADO =";FS2
1540 IF FS2>1.5 THEN 1560
1550 BOTO 1470
1560 PRINT "CONDICIONES USUALES"
1570 MA3=MC+MI2
1580 MB3=MF2+MU4
1590 FS3=MA3/MB3
1600 PRINT "FACTOR DE SEGURIDAD CALCULADO =";FS3
1610 IF FS3>1.5 THEN 1630
1620 BOTO 1470
1630 CLS
```

```

1640 PRINT "REVISION POR DESLIZAMIENTO"
1650 INPUT "COEFICIENTE DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO=";F
1660 PRINT
1670 PRINT "CONDICIONES EXTREMAS"
1680 F1=(FM1+PE+VE1)/(MC+MW1-FU3)
1690 PRINT "COEFICIENTE DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO CALCULADO=";F1
1695 IF F1<F THEN 1720
1700 PRINT "F A L L A      P O R      D E S L I Z A M I E N T O"
1710 GOTO 30
1720 PRINT "CONDICIONES NO HABITUALES"
1730 F1=FM2/(MC+MW2-FU2)
1735 PRINT "COEFICIENTE DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO CALCULADO=";F1
1740 IF F1<F THEN 1755
1750 GOTO 1700
1755 PRINT "CONDICIONES USUALES"
1760 F1=FM2/(MC+MW2-FU4)
1765 PRINT "COEFICIENTE DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO CALCULADO=";F1
1770 IF F1<F THEN 1790
1780 GOTO 1700
1790 PRINT "REVISION POR EL COEFICIENTE MINIMO DE SEGURIDAD"
1800 F1=FM2/(MC+MW2-FU4)
1805 INPUT "COEFICIENTE MINIMO DE SEGURIDAD";F3
1810 INPUT "COEFICIENTE ESTATICO DE ROZAMIENTO";F2
1820 PRINT "CONDICIONES EXTREMAS"
1830 F3=FM2/(MC+MW1-FU3)/(FM1+PE+VE1)
1840 PRINT "COEFICIENTE MINIMO DE SEGURIDAD CALCULADO=";F3

```

```

1850 IF F3<F8 THEN 1870
1860 GOTO 1700
1870 PRINT "CONDICIONES NO HABITUALES"
1880 F3=F29(MC+MM2-FU2)/(FM2)
1890 PRINT "COEFICIENTE MINIMO DE SEGURIDAD CALCULADO =" ;F3
1900 IF F3<F8 THEN 1920
1910 GOTO 1700
1920 PRINT "CONDICIONES NORMALES"
1930 F3=F29(MC+MM2-FU4)/(FM2)
1940 PRINT "COEFICIENTE MINIMO DE SEGURIDAD CALCULADO =" ;F3
1950 IF F3<F8 THEN 1970
1960 GOTO 1700
1970 PRINT "REVISION POR EL COEFICIENTE POR CORTE Y ROZAMIENTO"
1980 INPUT "ESFUERZO CONSTANTE DE TRABAJO DEL MATERIAL EN EL PLANO DE CORTE =" ;E
1990 INPUT "COEFICIENTE POR ROZAMIENTO Y CORTE =" ;CPC
2000 PRINT "CONDICIONES EXTREMAS"
2010 F4=(F29(MC+MM)-FU3)+LTFE)/(FM1+PE+VE1)
2020 PRINT "COEFICIENTE DE SEGURIDAD POR CORTE Y ROZAMIENTO CALCULADO =" ;F4
2030 IF F4<CPC THEN 2050
2040 GOTO 1700
2050 PRINT "CONDICIONES NO HABITUALES"
2060 F4=(F29(MC+MM2-FU2)+LTFE)/(FM2)
2070 PRINT "COEFICIENTE DE SEGURIDAD POR CORTE Y ROZAMIENTO CALCULADO =" ;F4
2080 IF F4<CPC THEN 2100
2090 GOTO 1700
2100 PRINT "CONDICIONES NORMALES"

```

```

2110 F4=(F2*(MC+MW2-FU4)+LY1E)/(FM2)
2120 PRINT "DEFICIENCIA DE SEGURIDAD POR CORTE Y RODAMIENTO CALCULADO =";F4
2130 IF F4<CPC THEN 2150
2140 GOTO 1700
2150 CLR
2160 PRINT "CALCULO DE LA FUERZA RESULTANTE"
2170 PRINT "CONDICIONES EXTREMAS"
2180 RX=FM1+PE+EC1;PY=MC+MW1-FU2
2190 RT=(RX^2+PY^2)^.5
2200 A=ATN(RY/RX)
2210 DM=(MC+MW1)-(MF1+MP+ME1+MU1)/(RT*SIN(A))
2220 PRINT "FUERZA RESULTANTE TOTAL =";RT
2230 PRINT "ANGULO DE INCLINACION =";A
2240 IF DM<LT/3 THEN 2270
2250 PRINT "LA RESULTANTE ESTA ANTES DEL TERCIO MEDIO"
2260 GOTO 30
2270 IF DM<(2*LT/3) THEN 2300
2280 PRINT "LA RESULTANTE ESTA DESPUES DEL TERCIO MEDIO"
2290 GOTO 30
2300 PRINT "LA RESULTANTE SE ENCUENTRA EN EL TERCIO MEDIO"
2310 PRINT "CONDICIONES NO HABITUALES"
2320 RT=FM2;RY=MC+MW2-FW2
2330 RT=(RX^2+RY^2)^.5
2340 A=ATN(RY/RX)
2350 DM=(MC+MW2)-(ME2+MU2)/(RT*SIN(A))
2360 PRINT "FUERZA RESULTANTE TOTAL =";RT

```



```

2370 PRINT "ANGULO DE INCLINACION =" ; A
2380 IF DN<(LT/3) THEN 2410
2390 PRINT "LA RESULTANTE ESTA ANTES DEL TERCIO MEDIO"
2400 GOTO 30
2410 IF DN<(2*LT/3) THEN 2440
2420 PRINT "LA RESULTANTE ESTA DESPUES DEL TERCIO MEDIO"
2430 GOTO 30
2440 PRINT "LA RESULTANTE SE ENCUENTRA EN EL TERCIO MEDIO"
2445 PRINT "CONDICIONES USUALES"
2450 RX=FN2+RY+MC+PM2-FMA
2460 RT=(RX^2+RY^2)^.5
2470 A= ATN (RY/RX)
2480 DN=((MC+PM2)-(FN2+PM4))/(RT*SIN (A))
2490 PRINT "FUERZA RESULTANTE TOTAL =" ; RT
2500 PRINT "ANGULO DE INCLINACION =" ; A
2510 IF DN<(LT/3) THEN 2540
2520 PRINT "LA RESULTANTE ESTA ANTES DEL TERCIO MEDIO"
2530 GOTO 30
2540 IF DN<(2*LT/3) THEN 2570
2550 PRINT "LA RESULTANTE SE ENCUENTRA DESPUES DEL TERCIO MEDIO"
2560 GOTO 30
2570 PRINT "LA RESULTANTE SE ENCUENTRA EN EL TERCIO MEDIO"
2580 CLS
2590 PRINT "ESFUERZOS EN EL CONCRETO"
2600 PRINT "CONDICIONES EXTREMAS"
2610 M=MC+PM1-PM11+MC+PM11-E*LT/2-M/H

```

```

2620 EP=H/(10000*LT):EN=EP*(1-0.0E/LT):EN=EP*(1-0.0E/LT)
2630 PRINT "EXCENTRICIDAD ="|E
2640 PRINT "ESFUERZO PROMEDIO ="|EP:PRINT "ESFUERZO MINIMO ="|EN
2650 PRINT "ESFUERZO MAXIMO ="|EN
2660 PRINT "CONDICIONES NO HABITUALES"
2670 H=NC+M2-M2:W=NC+M2:E=LT/2-H/W
2680 EP=H/(10000*LT):EN=EP*(1-0.0E/LT):EN=EP*(1-0.0E/LT)
2690 PRINT "EXCENTRICIDAD ="|E
2700 PRINT "ESFUERZO PROMEDIO ="|EP:PRINT "ESFUERZO MINIMO ="|EN
2710 PRINT "ESFUERZO MAXIMO ="|EN
2720 PRINT "CONDICIONES NORMALES"
2730 H=NC+M2-M2:W=NC+M2:E=LT/2-H/W
2740 EP=H/(10000*LT):EN=EP*(1-0.0E/LT):EN=EP*(1-0.0E/LT)
2750 PRINT "EXCENTRICIDAD ="|E
2760 PRINT "ESFUERZO PROMEDIO ="|EP:PRINT "ESFUERZO MINIMO ="|EN
2770 PRINT "ESFUERZO MAXIMO ="|EN
2780 CLS
2790 PRINT "VOLUMEN DE MATERIAL A DIFERENTES ALTURAS"
2800 INPUT "ALTURA A LA QUE SE DEBE CALCULAR EL VOLUMEN DE MATERIAL ="|H
2805 IF H*(H1+H2) THEN 2810
2807 PRINT "ALTURA EXCEDIDA":GOTO 2800
2810 IF H>H2 THEN 2820
2820 V=LI*H-.5*MI*H*(2+.9*(L2+(L2-M2*H)))/H
2830 PRINT "VOLUMEN DE MATERIAL POR UNIDAD DE LONGITUD ="|V
2840 GOTO 2820
2850 IF H>(H1-H3) THEN 2800

```

```

2860 V=LI*H-.5*KI*H^2+-.5*L2*H2
2870 PRINT "VOLUMEN DE MATERIAL POR UNIDAD DE LONGITUD =" ; V
2880 GOTO 2920
2900 V=B*H+.5*(L1-B)**(H1-H3)+.5*L2*H2
2910 PRINT "VOLUMEN DE MATERIAL POR UNIDAD DE LONGITUD =" ; V
2920 INPUT "DESEAS HACER OTRO CALCULO? (1) =" ; D
2930 IF D =1 THEN 2800
2940 PRINT " FINAL DEL CALCULO DE LA SECCION NO VERTEDORA"
2950 CLS
2960 CLS
3000 PRINT "CALCULO DE LA SECCION VERTEDORA"
3010 PRINT "GEOMETRIA DE LA SECCION"
3020 INPUT "TALUD DEL PARAMENTO AGUAS ABAJO =" ; T
3030 INPUT "CARGA DE DIBERSO SOBRE LA CRESTA =" ; MO
3040 A=1/(.925* $T$ )^(1/.85)
3050 B=.5/(.925* $T$ )^(1.85/.85)
3060 PRINT "VALOR DE XT/HD =" ; A
3070 PRINT "VALOR DE YT/HD =" ; B
3120 XT=B*HO ; YT=B*HO
3130 PRINT "COORDENADAS DEL PUNTO DE TANGENCIA"
3140 PRINT "XT = " ; XT ; PRINT "YT =" ; YT
3150 PRINT "CALCULO DE LOS PUNTOS DEL CIMACIO"
3160 INPUT "INCREMENTO DESEADO PARA CALCULAR LAS ASCISAS =" ; I
3170 FOR X=0 TO XT STEP I
3180 Y=.5*X^1.85/HO^1.85
3190 PRINT " X =" ; X ; PRINT " Y =" ; Y

```

```

3200 NEXT Y
3210 PRINT "CALCULO DE RADIOS Y COORDENADAS DEL CIRACIO AGUAS ABAJO"
3220 R1=.539HO:R2=.239HO:YD1=.09HO:YD2=.239HO:YD1=.539HO:YD2=.247HO
3230 YC1=.147HO:YC2=.264HO:YC1=.021HO:YC2=.127HO
3240 PRINT "RADIO 1 =" ;R1:PRINT "RADIO 2 =" ;R2
3250 PRINT "COORDENADAS DEL ORIGEN DE LOS RADIOS"
3260 PRINT "RADIO 1":PRINT " X =" ;YD1:PRINT " Y =" ;YD1
3270 PRINT "RADIO 2":PRINT " X =" ;YD2:PRINT " Y =" ;YD2
3280 PRINT "COORDENADAS DEL CIRACIO DEFINIDAS POR LOS RADIOS"
3290 PRINT "RADIO 1":PRINT " X =" ;YC1:PRINT " Y =" ;YC1
3300 PRINT "RADIO 2":PRINT " X =" ;YC2:PRINT " Y =" ;YC2
3310 CLR
3315 INPUT "DASTO DE DIBERO =" ;D1
3320 PRINT "CALCULO HIDRAULICO DE LA SECCION VERTEDORA"
3325 INPUT "ACELERACION DE LA BRAVEDAD =" ;B:INPUT "COEFICIENTE DE FRICCION =" ;M
3330 INPUT "POSICION DEL LAVADERO AGUAS ABAJO =" ;P
3340 INPUT "COEFICIENTE DE DESCARDA PROPUESTO =" ;C
3345 INPUT "LONGITUD DEL CANAL DE ENTRADA =" ;L
3350 H=HO:DC=HE^(3/2):VA=Q/(H+P):HAWA=2*(29B)
3360 B=(VA*H/(H+P)^(2/3))^(2/3)*B1
3370 HT=H+.18HA:HO=H-HT
3380 PRINT "RELACION P/HO =" ;P/HO:INPUT "VALOR DEL COEFICIENTE CO =" ;CO
3390 INPUT "RELACION C inclinaba/C vertical =" ;VICI=V18CO
3400 V2=(HO+P)/HO:PRINT "RELACION hd = d / Hb = " ;V2
3410 INPUT "VALOR DE LA RELACION hd/Hb =" ;V2
3420 HO=V2*HO:(H+P)-HO:PRINT "Hd = " ;HD:PRINT "d = " ;D

```

```

3430 V9=Q/D:HD=V9^2/(2*Q)
3440 INPUT "RELACION DE C0/C =":VA
3450 C=C1*VA:PRINT "COEFICIENTE CORREGIDO DE DESCARGA =":C
3460 LC=Q1/(C*HD^(3/2)):PRINT "LONGITUD EFECTIVA DE LA CRESTA =":LC
3470 INPUT "NUMERO DE PILAS EXISTENTES =":N:INPUT "VALOR DE VP =":VP
3480 INPUT "VALOR DE VA =":VA
3490 LT=LC*2*(N*VP+VA):PRINT "LONGITUD META DE LA CRESTA =":LT
3500 PRINT "RELACION CARBA - BASTO (CURVA DE AFORO)"
3510 INPUT "RELACION HD/NO =":A1
3520 N=81*NO:PRINT "N0 = ":N
3530 INPUT "RELACION C/Co =":A2
3540 INPUT "VALOR DEL COEFICIENTE C1 =":A4
3550 A5=N*P
3560 A6=A5/H
3570 PRINT "RELACION C0/C PARA UN VALOR DE HD=Q/NO =":A2:PRINT " = ":INPUT A7
3580 C1=A7*A6
3590 A8=C1*VA^(3/2):A9=A5*B1=A8/A7:B2=B1^2/(2*Q)
3595 B3=(B1*NO/(NO+P))^(2/3)^2
3597 B4=.11*B2:B5=B3*L*B4
3600 B6=N+B5:B7=C1*LT*H^(3/2)
3610 PRINT "BASTO PARCIAL =":B7
3620 INPUT "DEBEAS OTRO CALCULO (1) =":D
3630 IF D=1 THEN 3500
3640 END

```

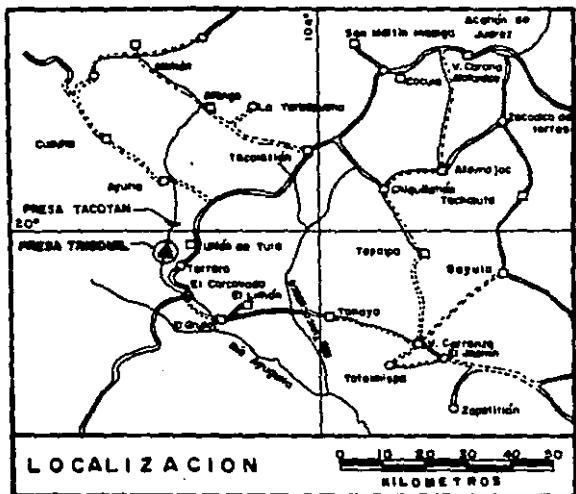
CAPITULO VI
REVISION "PRESA TRIGOMIL"

1.- Descripción.

La presa Trigomil, es una presa de almacenamiento del tipo de gravedad, que dará servicio a la comunidad del municipio " Unión de Tula ", en el estado de Jalisco. La cortina de la presa se construirá empleando concreto y el proceso constructivo que se utilizará para compactar y vibrar el concreto de la cortina, consistirá en el empleo de rodillos vibratorios, que pasarán por la cortina, conformando el cuerpo de la misma en espesores de 0.50 metros hasta 1.00 metro aproximadamente, llamándose a este concreto "Concreto Rodillado".

2.- Localización.

Para tener un detalle más aproximado de la localización de la presa " Trigomil ", se presenta el siguiente croquis de su ubicación.

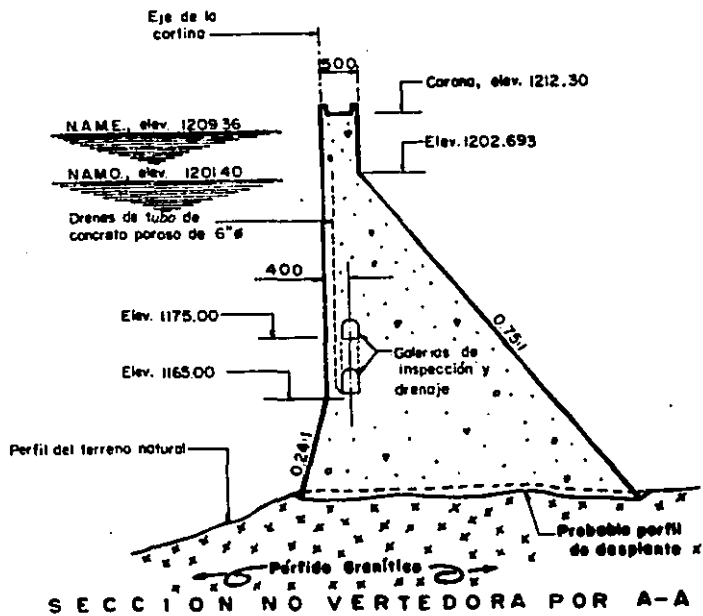


3.- Datos de proyecto.

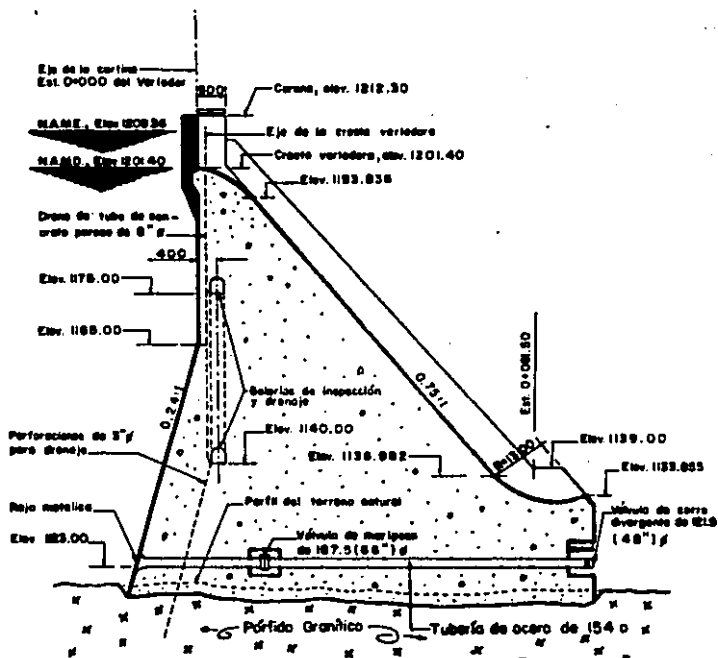
Capacidad total de la presa	324 000 000 m ³
Capacidad de conservación	250 000 000 m ³
Capacidad de superalmacenamiento	74 000 000 m ³
Capacidad para azolves	25 000 000 m ³
Elevación de la corona	1 212.30 m
Elevación del N.A.M.E.	1 209.36 m
Elevación de la cresta vertedora	1 201.40 m
Elevación del nivel mínimo de operación	1 164.20 m
Elevación del umbral de la toma	1 151.50 m
Elevación del terreno natural	1 117.00 m
Longitud de la cresta vertedora	75.00 m
Gasto máximo de entrada	4 600.00 m ³ /seg
Gasto de diseño del vertedor	3 655.00 m ³ /seg
Gasto de diseño de la obra de toma	30.00 m ³ /seg
Gasto de diseño de la obra de toma provisional	15.00 m ³ /seg
Ancho de la corona	5.00 m
Talud del paramento aguas abajo	0.24: 1
Talud del paramento aguas arriba	0.75: 1
Altura del paramento mojado con inclinación	48.00 m
Altura desde N.A.M.E. hasta la corona	2.94 m
Peso volumétrico de la sección	2 400 kg/m ³
Factor de reducción de la subpresión	0.67
Valor de la constante sísmica	0.15
Valor del coeficiente sísmico horizontal	0.70
Coefficiente de seguridad contra deslizamiento	0.80
Coefficiente mínimo de seguridad	1.50
Coefficiente estático de rozamiento	0.75
Esfuerzo cortante de trabajo del material	140 000.00 kg/m ²
Coefficiente por corte y rozamiento	4.00

Talud del paramento aguas abajo del vertedor	1 : 1
Carga de diseño sobre la cresta	7.96 m
Valor de la aceleración de la gravedad	9.81 m/seg ²
Coefficiente de fricción (fórmula de Manning)	0.015
Posición del lavadero aguas abajo	7.564 m
Número de pilas en el vertedor	0
Valor del coeficiente k_p	0.00
Valor del coeficiente k_a	0.00

4.- Sección No Vertedora.



5.- Sección Vertedora.



SECCION VERTEDORA Y O. DE TOMA PROVISIONAL

6.- Aplicación del programa de computación.

CALCULO DE LA CORTINA DE UNA PRESA DE ALMACENAMIENTO TIPO GRAVEDAD
 SECCION NO VERTECORA
 GEOMETRIA DE LA SECCION
 NIVEL DEL TERRENO NATURAL = 1117
 NIVEL DE AGUAS MAXIMO ORDINARIO = 1201.4
 NIVEL DE AGUAS MAXIMO EXTRAORDINARIO = 1209.38
 ANCHO DE LA CORONA = 5
 ALTURA DEL PARAMENTO MOJADO CON INCLINACION = 48
 ALTURA DESDE N.A.M.E. HASTA LA CORONA = 2.94
 TALUD DEL PARAMENTO AGUAS ARRIBA = .24
 TALUD DEL PARAMENTO AGUAS ABAJO = .75
 CENTRO DE GRAVEDAD SECCION NO VERTECORA
 AREA TOTAL DE LA SECCION = 7504.732
 ABECSA DEL CENTRO DE GRAVEDAD = 48.48344
 ORDENADA DEL CENTRO DE GRAVEDAD = 35.1072
 PESO VOLUMETRICO DEL MATERIAL DE LA SECCION = 2400
 FACTOR DE REDUCCION DE LA SUPRESION = .67
 VALOR DE LA CONSTANTE SISMICA = .15
 VALOR DEL COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL = .7
 FUERZAS ACTUANTES
 PESO PROPIO DE LA SECCION = 9192163
 PESO DEL AGUA SOBRE PARAMENTO MOJADO (N.A.M.O.) = 695800.3
 PESO DEL AGUA SOBRE PARAMENTO MOJADO (N.A.M.E.) = 787507
 FUERZA POR PRESION HIDROSTATICA = 7541892
 FUERZA POR PRESION HIDROSTATICA (N.A.M.E.) = 4265184
 FUERZA POR SUPRESION (DRENES INOPERANTES N.A.M.O.) = 3409339
 FUERZA POR SUPRESION (DRENES INOPERANTES N.A.M.E.) = 3730081
 FUERZA POR SUPRESION (DRENES OPERANTES N.A.M.O.) = 2284257
 FUERZA POR SUPRESION (DRENES OPERANTES N.A.M.E.) = 2499460
 FUERZA SISMICA EN LA PRESA = 1257324
 FUERZA SISMICA EN EL AGUA (N.A.M.O.) = 543014.1
 FUERZA SISMICA EN EL AGUA (N.A.M.E.) = 650249.9
 MOMENTOS DE VOLTEO RESPECTO AL PIE DE LA CORTINA
 MOMENTO PRODUCIDO POR EL PESO PROPIO = 4.04398E+08
 MOMENTO POR PESO SOBRE PARAMENTO MOJADO (N.A.M.O.) = 1.00202E+08
 MOMENTO POR PESO SOBRE PARAMENTO MOJADO (N.A.M.E.) = 1.31310E+08
 MOMENTO POR PRESION HIDROSTATICA (N.A.M.E.) = 1.00202E+08
 MOMENTO POR PRESION HIDROSTATICA (N.A.M.O.) = 1.31310E+08
 MOMENTO POR SUPRESION (DRENES INOPERANTES N.A.M.O.) = 9.18134E+07
 MOMENTO POR SUPRESION (DRENES OPERANTES N.A.M.O.) = 1.00472E+07
 MOMENTO POR SUPRESION (DRENES OPERANTES N.A.M.E.) = 6.15150E+07
 MOMENTO POR FUERZA SISMICA EN LA CORTINA = 3.74290E+07
 MOMENTO POR FUERZA SISMICA EN AGUA (N.A.M.O.) = 1.44261E+07
 MOMENTO POR FUERZA SISMICA EN AGUA (N.A.M.E.) = 1.87442E+07
 REVISION DE CONDICIONES DE SEGURIDAD
 CONDICIONES EXTREMAS
 FACTOR DE SEGURIDAD CALCULADO = 2.144489
 CONDICIONES NO HABITUALES
 FACTOR DE SEGURIDAD CALCULADO = 2.010554
 CONDICIONES USUALES
 FACTOR DE SEGURIDAD CALCULADO = 2.349140
 REVISION POR DEBILITAMIENTO

COEFICIENTE DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO = .8

CONDICIONES EXTREMAS
COEFICIENTE DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO CALCULADO = .7872621
CONDICIONES NO HABITUALES
COEFICIENTE DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO CALCULADO = .7842157
CONDICIONES USUALES
COEFICIENTE DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO CALCULADO = .8349599
REVISION POR EL COEFICIENTE MINIMO DE SEGURIDAD
COEFICIENTE MINIMO DE SEGURIDAD 1.5
COEFICIENTE ESTADICO DE POZAMIENTO .75
CONDICIONES EXTREMAS
COEFICIENTE MINIMO DE SEGURIDAD CALCULADO = .9502549
CONDICIONES NO HABITUALES
COEFICIENTE MINIMO DE SEGURIDAD CALCULADO = .9563696
CONDICIONES NORMALES
COEFICIENTE MINIMO DE SEGURIDAD CALCULADO = 1.172865
REVISION POR EL COEFICIENTE POR CORTE Y POZAMIENTO
ESFUERZO CONSTANTE DE TRABAJO DEL MATERIAL EN EL PLANO DE CORTE = 140000
COEFICIENTE POR POZAMIENTO Y CORTE = 4
CONDICIONES EXTREMAS
COEFICIENTE DE SEGURIDAD POR CORTE Y POZAMIENTO CALCULADO = 3.059646
CONDICIONES NO HABITUALES
COEFICIENTE DE SEGURIDAD POR CORTE Y POZAMIENTO CALCULADO = 3.608213
CONDICIONES NORMALES
COEFICIENTE DE SEGURIDAD POR CORTE Y POZAMIENTO CALCULADO = 3.824700
CALCULO DE LA FUERZA RESULTANTE
CONDICIONES EXTREMAS
FUERZA RESULTANTE TOTAL = 8854810
ANGULO DE INCLINACION = .9026374
LA RESULTANTE SE ENCUENTRA EN EL TERCIO MEDIO
CONDICIONES NO HABITUALES
FUERZA RESULTANTE TOTAL = 8899670
ANGULO DE INCLINACION = .8950049
LA RESULTANTE SE ENCUENTRA EN EL TERCIO MEDIO
CONDICIONES USUALES
FUERZA RESULTANTE TOTAL = 1.011309E+07
ANGULO DE INCLINACION = 1.139423
LA RESULTANTE SE ENCUENTRA EN EL TERCIO MEDIO
ESFUERZOS EN EL CONCRETO
CONDICIONES EXTREMAS
EXCENTRICIDAD = .8542774
ESFUERZO PROMEDIO = 11.23691
ESFUERZO MAXIMO = 11.49107
CONDICIONES NO HABITUALES
EXCENTRICIDAD = 3.893628
ESFUERZO PROMEDIO = 11.39001
ESFUERZO MAXIMO = 14.63231
CONDICIONES NORMALES
EXCENTRICIDAD = 3.893628
ESFUERZO PROMEDIO = 11.39001
ESFUERZO MAXIMO = 14.63231
VOLUMEN DE MATERIAL A DIFERENTES ALTURAS

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

ALTIMA A LA QUE SE DESEA CALCULAR EL VOLUMEN DE MATERIAL = 37
VOLUMEN DE MATERIAL POR UNIDAD DE LONGITUD = 2311.575
DESEA HACER OTRO CALCULO? (1) = 1
ALTIMA A LA QUE SE DESEA CALCULAR EL VOLUMEN DE MATERIAL = 38
VOLUMEN DE MATERIAL POR UNIDAD DE LONGITUD = 3388.038
DESEA HACER OTRO CALCULO? (1) = 0

FINAL DEL CALCULO DE LA SECCION NO HERTEDOPA

CALCULO DE LA SECCION HERTEDOPA

GEOMETRIA DE LA SECCION

TALUD DEL PARRAMENTO AGUAS ABAJO = 1

CANSA DE DISEÑO SOBRE LA CRESTA = 7.92

VALOR DE $\beta/HB = 1.046097$

VALOR DE $VT/HB = 3.924834$

COORDENADAS DEL PLANTO DE TANGENCIA

XT = 8.724616

YT = 4.714008

CALCULO DE LOS PUNTOS DEL CIMACIO

INCREMENTO DESEADO PARA CALCULAR LAS ABSCISAS = 1

Z = 0

Y = 0

X = 1

Y = 8.574206E-02

Z = 2

Y = .3041003

Z = 3

Y = .6544377

Z = 4

Y = 1.114307

Z = 5

Y = 1.683792

Z = 6

Y = 2.359249

Z = 7

Y = 3.1378

Z = 8

Y = 4.01708

CALCULO DE RADIOS Y COORDENADAS DEL CIMACIO AGUAS ABAJO

RADIO 1 = 4.2189

RADIO 2 = 1.8706

COORDENADAS DEL ORIGEN DE LOS RADIOS

RADIO 1

X = 0

Y = 4.2189

RADIO 2

X = 1.8706

Y = 1.74112

COORDENADAS DEL CIMACIO DEFINIDAS POR LOS RADIOS

RADIO 1

X = 1.17012

Y = .16716

RADIO 2

X = 2.26064

Y = 1.01062

BASTO DE DISEÑO = 7699
CALCULO HIDRAULICO DE LA SECCION VERTEDORA
ACELERACION DE LA GRAVEDAD = 9.810001
COEFICIENTE DE FRICCION = .015
POSICION DEL LAVAZERO AGUAS ABAJO = 7.564
COEFICIENTE DE DESCARGA PROPUESTO = 3.5
LONGITUD DEL CANAL DE ENTRADA = 75
RELACION P/HO .967491
VALOR DEL COEFICIENTE CO = 3.88
RELACION C inclinada/C vertical = .888
RELACION HO = s / Ho = 1.967491
VALOR DE LA RELACION ho/Ho = 1.59
Ho = 12.43088
s = 2.951282
RELACION DE Co/C = 1
COEFICIENTE CORREGIDO DE DESCARGA = 3.87224
LONGITUD EFECTIVA DE LA CRESTA = 43.17858
NUMERO DE PILAS EXISTENTES = .015
VALOR DE VP = 0
VALOR DE VA = 0
LONGITUD META DE LA CRESTA = 43.17858
RELACION CARRA - BASTO (CURVA DE AFORO)
RELACION ME/HO = .3
Me = 2.988
RELACION C/Co = .92
VALOR DEL COEFICIENTE C1 = 3.8
RELACION C1/C PARA UN VALOR DE Ho-s/Ho = 4.167504
=
BASTO PARCIAL = 997.6836
DEBEAS OTRO CALCULO (1) = 0

C O N C L U S I O N E S

Las fuerzas que se ejercen en el cuerpo de la cortina de una presa, — producen diversos esfuerzos que deben ser considerados en forma adecuada para el desarrollo del proyecto correspondiente.

Estas fuerzas se pueden presentar según diferentes combinaciones, las cuales se contemplan ampliamente en los modelos propuestos en este — trabajo:

- a) Condiciones extremas
- b) Condiciones no habituales
- c) Condiciones usuales

1.- De acuerdo a los modelos anteriores, y a la revisión de las condiciones de seguridad de la geometría de la sección no vertedera de la cortina de la presa " Trigonil " , se pueden concluir los siguientes puntos:

1.- Condiciones de seguridad contra vuelco.

M O D E L O	FACTOR DE SEGURIDAD N E C E S A R I O	FACTOR DE SEGURIDAD C A L C U L A D O
Condiciones extremas	mayor o igual a 1.10	2.14
Condiciones no habituales	mayor o igual a 1.50	2.01
Condiciones usuales	mayor o igual a 1.50	2.34

Por lo tanto, la presa se encuentra segura contra vuelco.

2.- Condiciones de seguridad contra deslizamiento.

Se revisó según los criterios y resultados siguientes.

a).- Coeficiente de seguridad contra el deslizamiento.

M O D E L O	FACTOR DE SEGURIDAD CALCULADO
Condiciones extremas	0.789
Condiciones no habituales	0.784
Condiciones usuales	0.639

Como el coeficiente de seguridad contra deslizamiento necesario corresponde a la de concreto sobre roca profunda con superficie limpia e irregular debe ser menor o igual a 0.80, la presa se encuentra segura contra deslizamiento según este criterio.

b).- Coeficiente de Seguridad.

M O D E L O	FACTOR DE SEGURIDAD CALCULADO
Condiciones extremas	0.950
Condiciones no habituales	0.956
Condiciones usuales	1.173

Según este criterio el coeficiente mínimo de seguridad debe ser menor o igual a 1.50, considerando un valor de 0.75 para el coeficiente estático de rozamiento, por lo que la presa se encuentra segura contra deslizamiento según este segundo criterio.

c).- Coeficiente de seguridad por corte y deslizamiento.

M O D E L O	FACTOR DE SEGURIDAD CALCULADO
Condiciones extremas	3.069
Condiciones no habituales	3.608
Condiciones usuales	3.825

El valor del esfuerzo cortante de trabajo del material en el plano de — corte se considera igual a 14 Kg/cm^2 (equivalente a $140\,000 \text{ Kg/m}^2$) y el valor del coeficiente por rozamiento y corte debe ser aproximadamente — igual a 4, sin embargo se considera seguro un proyecto que sobrepase de un valor de 2 para este coeficiente, por lo que se considera segura la — presa contra deslizamiento según este tercer criterio.

3.- Ubicación de la fuerza resultante del sistema.

Cuando la línea de acción de la fuerza resultante cruza la línea de la — base de la cortina antes de su tercio medio (respecto al pie de la sec — ción), la estructura se encuentra en condiciones óptimas de seguridad, — sin embargo el costo será demasiado alto, por el contrario si la resul — tante cruza después del tercio medio en la estructura se pueden presen — tar problemas de volteo.

De lo anterior y según los modelos que se analizan se obtuvo:

M O D E L O	ANGULO DE INCLINACION		UBICACION DE LA FUERZA RESULTANTE
	(RAD)	(GRAD)	
Condiciones extremas	0.9026	51.72°	Dentro del tercio medio
Condiciones no habituales	0.8550	48.99°	Dentro del tercio medio
Condiciones usuales	1.1354	65.05°	Dentro del tercio medio

Por lo tanto la sección no vertedora de la cortina se encuentra en -- óptimas condiciones de seguridad y economía.

4.- Esfuerzos permisibles en el concreto.

M O D E L O	ESFUERZO DE SUBPRESION EN TALON (kg/cm ²)
Condiciones extremas	8.440
Condiciones no habituales	9.236
Condiciones usuales	9.236

M O D E L O	ESFUERZO DE TRABAJO DEL MATERIAL	
	MINIMO (kg/cm ²)	MAXIMO (kg/cm ²)
Condiciones extremas	10.52	11.95
Condiciones no habituales	8.06	14.63
Condiciones usuales	8.06	14.63

Como se observa en el modelo de condiciones extremas, el esfuerzo mínimo de trabajo del material es mayor que el esfuerzo de subpresión en el talón (10.52 - 8.44 = 2.08 kg/cm²) produciendo un esfuerzo de tensión en el concreto de 2.08 kg/cm², sin embargo el esfuerzo máximo que es de ---

11.95 Kg/cm² es mucho menor que el esfuerzo máximo permisible de - - -
14 Kg/cm² por lo que es aceptable esta condición.

En los modelos siguientes el esfuerzo mínimo del material es menor que -
el esfuerzo de subpresión en el talón, mientras que la diferencia entre -
el esfuerzo máximo calculado (14.63 Kg/cm²) y el esfuerzo máximo permisi -
sible (14 Kg/cm²), no excede del 5% considerándose por tanto aceptable -
dicha condición para los dos modelos.

II.- El análisis de la sección vertedora de la cortina, se dividió en --
dos partes obteniendo los resultados siguientes:

1.- Geometría de la sección vertedora:

Del valor de la carga de diseño esperada (7.96 m) y el talud del vertedor
aguas abajo (1:1) se obtuvieron los siguientes valores:

a).- Coordenadas del punto de tangencia respecto al origen:

x = 8.725 m (hacia la derecha)

y = 4.716 m (hacia abajo)

b).- Radios de las curvas compuestas aguas abajo:

R1 = 4.218 m

R2 = 1.870 m

c).- Coordenadas del origen de los radios, respecto al origen:

Radio 1 $x = 0.00 \text{ m}$
 $y = 4.218 \text{ m}$ (hacia abajo)

Radio 2 $x = 0.653 \text{ m}$ (hacia la izquierda)
 $y = 1.966 \text{ m}$ (hacia abajo)

d).- Coordenadas del cimacio definidas por los radios, respecto al origen.

Radio 1 $x = 1.170 \text{ m}$
 $y = 0.167 \text{ m}$

Radio 2 $x = 2.260 \text{ m}$
 $y = 1.010 \text{ m}$

Obteniendo con estos datos la geometría completa de la sección vertedora.

2.- Funcionamiento hidráulico del vertedor.

Para la carga de diseño de $3655 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y los datos de proyecto correspondientes, se obtuvo una longitud neta de cresta de 43.178 m.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- " Aspectos fundamentales del concreto reforzado ".
Robles Domínguez
Editorial Limusa
México, 1970
- 2.- " Concrete for massive structures ".
Portland Cement Association
USA, 1966
- 3.- " Design of small dams ".
Bureau of Reclamation
US Department of Interior
US Government Printing Office
USA, 1960
- 4.- " Economical design of concrete gravity dams by means of electronic computers ".
Portland Cement Association
USA, 1958
- 5.- " Obras de riego ".
Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos
Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica
México, 1981
- 6.- " Presas pequeñas de concreto ".
Danel E. Hallmark
Portland Cement Association
Editorial Limusa
México, 1978
- 7.- " The design and construction of dams ".
John Wiley & Sons
USA, 1911