

DIRECTORIO DE PROFESORES DE OBRAS HIDRAULICAS : ALMACENAMIENTO
Y CONDUCCION

1. ING. HUMBERTO LUNA NUÑEZ
Vocal Secretario
Comisión del Plan Nacional Hidráulico
Tepic No. 40 - 5º Piso
Col. Roma
México 7, D. F.
Tel.- 584-72-83

2. ING. FERNANDO MARTINEZ SAINOS
Jefe del Departamento de Ingeniería de
Agricultura, de la Subdirección de Proyectos
S. A. R. H.
Balderas No. 94 - 3º Piso
Centro
México 1, D. F.
Tel.- 518-30-46

3. ING. DANIEL MUÑOZ FERREIRA
Coordinador de Proyectos
IPESA
San Lorenzo No. 153 - 7º Piso
Col. del Valle
México 12, D. F.
Tel.- 575-40-77 Ext. 27

4. M. EN I. GILBERTO SOTELO AVILA
Director Técnico
Rioboo, S. A.
Insurgentes Sur No. 1194 - 402
México 12, D. F.
Tel.- 559-49-95

5. DR. ROLANDO SPRINGALL GALINDO
Director Técnico
Consultores, S. A.
Insurgentes Sur No. 452 - 4º Piso
México 7, D. F.
Tel.- 584-77-88

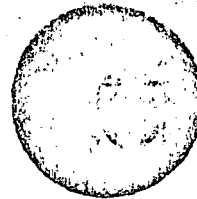
6. ING. MACARIO VEGA PEREZ
Jefe del Departamento de Presas
S. A. R. H.
Lafragua No. 18 - 9º Piso
México 1, D. F.
Tel.- 592-01-33

 7. M. EN I. OSCAR VEGA ROLDAN
Director Técnico
CIEPS
Córdoba No. 127
Col. Roma
México 7, D. F.
Tel.- 584-16-99

 8. ING. JOSE ZAMUDIO MORALES
Director de Proyectos de Obras Hidráulicas e
Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural
S. A. R. H.
Plaza de la República No. 31 - 6º Piso
Centro
México 1, D. F.
Tel.- 591-15-94
-



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

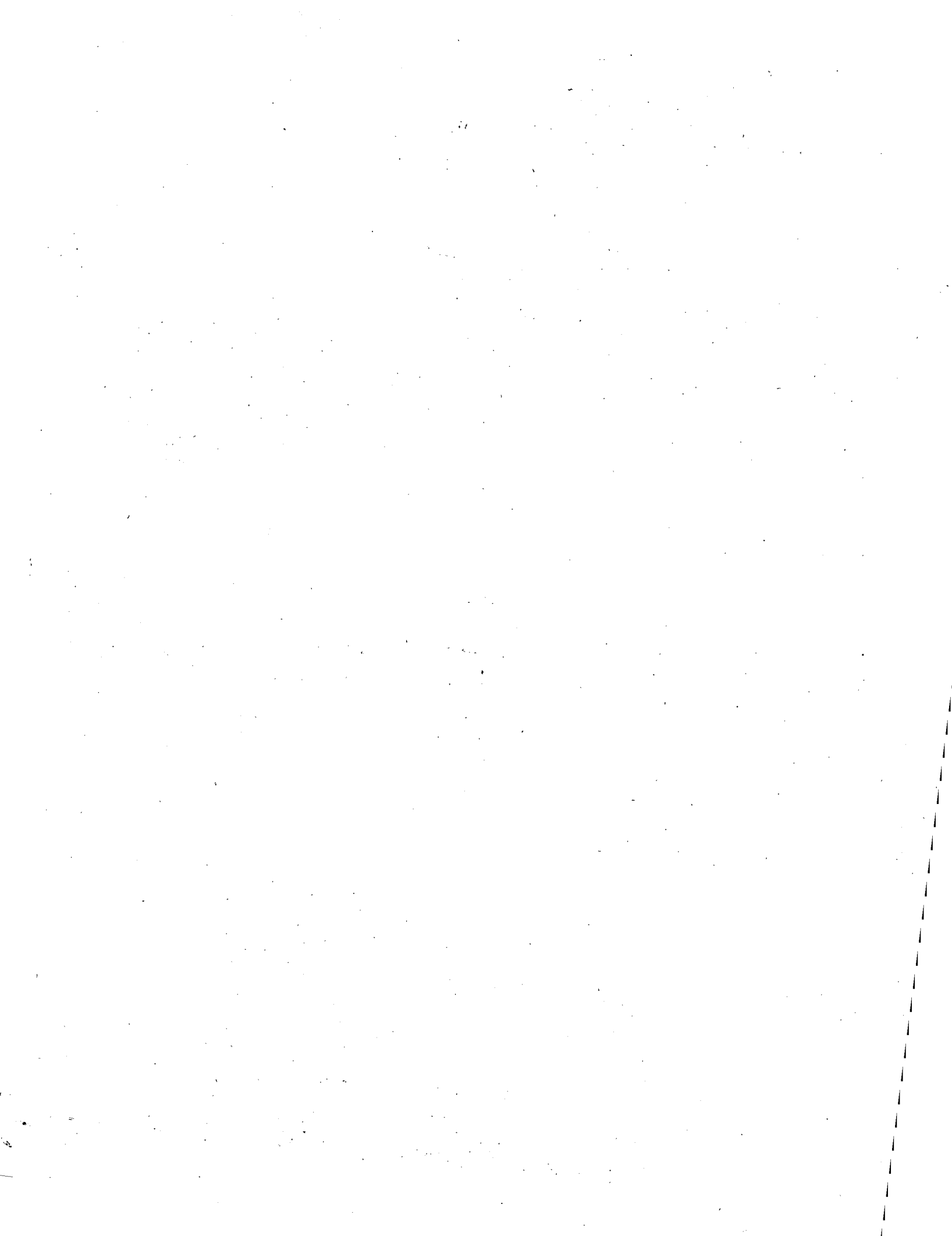


OBRAS HIDRAULICAS DE ALMACENAMIENTO Y
CONDUCCION

OBRAS DE CONTROL Y EXCEDENCIAS

ING. JOSE MANUEL ZAMUDIO M.
ING. FERNANDO MARTINEZ SAINOS

8 DICIEMBRE, 1978.



5 - OBRAS DE EXCEDENCIAS.

a) Descripción de los diferentes tipos y elementos que las forman.

a.1 Generalidades.

a.1.1. Localización del vertedor de demasías.

a.1.2. Vertedores localizados en las laderas de la boquilla.

a.1.3. Vertedores localizados en los puertos.

a.2. Capacidad de la Obra de Excedencias.

a.2.1. Determinación hidrológica.

a.2.2. Longitud de la cresta vertedora.

a.2.3. Vertedores con descarga controlada o cresta móvil.

a.3. Elementos que constituyen una obra de excedencias.

a.3.1. Canal de acceso.

a.3.2. Estructura de control o cresta vertedora.

a.3.3. Colchón.

a.3.4. Sección de control y transición.

a.3.5. Canal de descarga.

a.3.6. Estructuras terminales.

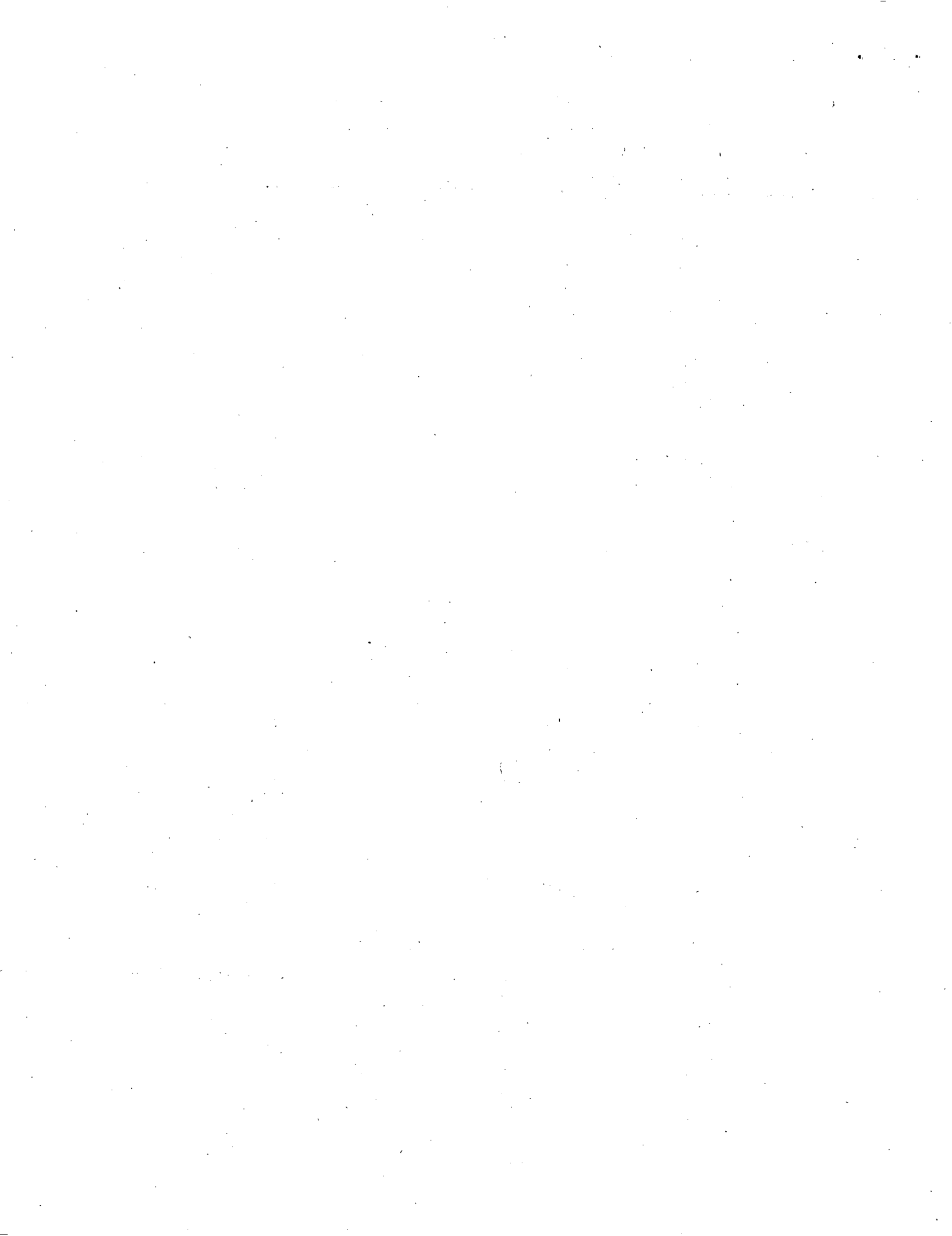
a.3.7. Canal de salida.

a.4. Diversas formas de clasificación de las obras de excedencias.

- a.4.1. Por la localización de las estructuras.
- a.4.2. Por la forma de la descarga.
- a.4.3. Por la forma o eje de la estructura de control.
- a.4.4. Tipos mas comunes.
- a.5. Descripción de los diferentes tipos.
 - a.5.1. Vertedores de descarga libre.
 - a.5.1.1. Sección teórica.
 - a.5.1.2. Tipos de perfil de vertedores descarga libre.
 - a.5.1.3. Cimacios con descarga controlada - con compuertas.
 - a.5.2. Vertedores de canal lateral.
 - a.5.3. Vertedores de tiro o embudo.
 - a.5.4. Vertedores de sifón o servicio.
- b) Criterios de selección
 - b.1. Elementos de juicio.
 - b.1.1. Topografía del sitio.
 - b.1.2. Geología del sitio.
 - b.1.3. Tipo de la cortina o presa.
 - b.1.4. Régimen de la corriente.
 - b.1.5. Operación.
 - b.1.6. Economía.
 - b.2. Datos para el diseño.
 - b.2.1. Elevación máxima extraordinaria del agua.
 - b.2.2. Elevación de la 'cresta' vertedora.

b.2.3. Gasto máximo de descarga.

b.2.4. Longitud de la cresta vertedora.



1. c

5 - OBRAS DE EXCEDENCIAS.

a) Descripción de los diferentes tipos y elementos que los forman.

a - 1.- G e n e r a l i d a d e s .

La Obra de Excedencias es la estructura del sistema de almacenamiento que da salida a las aguas excedentes del nivel normal de embalse, protegiendo la presa y sus obras auxiliares, al impedir que el agua de las crecientes que ya no pueden almacenarse en el vaso, se desborden sobre la presa y la destruyan.

Uno de los elementos mas importantes de una presa es la obra de excedencias o vertedor de demasías, ya que tiene por finalidad descargar en forma controlada los escurrimientos extraordinarios que llegan al embalse y que no está previsto utilizarlos para los fines para los que se construye la obra, por lo que el desbordamiento de estas aguas podría originar daños considerables a la estructura.

La importancia que tiene la obra de excedencias es mucho mayor cuando la presa es de tierra o de materiales graduados, puesto que al producirse un desbordamiento por encima de este tipo de presas, es inminente el colapso de la estructura por erosión y deslave de sus materiales. Consecuentemente, en estos casos se proyecta la obra de excedencias con un margen de seguridad considerable, para alejar todo el peligro posible y tener la confianza de que el vertedor de demasías dejará pasar la avenida máxima probable.

a.1.1.- Localización del vertedor de demasías.- El vertedor de demasías puede formar parte de la presa cuando ésta se construye de materiales rígidos, o estar construido en una o en ambas laderas de la boquilla, o bien, quedar localizado en algún puerto cuyo nivel esté mas o menos al mismo que el del almacenamiento normal en el vaso. En las presas de materiales flexibles, tierra o enrocamiento, no se debe construir encima de ellas el vertedor de demasías.

a.1.2.- Vertedores localizados en las laderas de la boquilla.- Cuando la topografía del lugar se presta, se puede construir el vertedor en una de las laderas de la boquilla, y en ocasiones hasta dos vertedores, uno en cada ladera; ésta última solución se aplicará para grandes capacidades de descarga. Un vertedor localizado en la ladera puede ser de cresta fija o de cresta móvil y también puede tener la cresta normal al eje del canal de descarga o paralela al mismo.

a.1.3.- Vertedores localizados en los puertos.- Hay casos en que las condiciones topográficas del vaso permiten alojar el vertedor en un puerto o garganta cuyo nivel sea aproximadamente igual al de las aguas normales de embalse en el vaso. Esta localización tiene la ventaja de que el vertedor de demasías queda independiente de la cortina. Un vertedor construido en un puerto puede ser de cresta normal al canal de descarga o de cresta lateral, y puede ser de cresta fija o de cresta móvil. En los vertedores localizados en un puerto es necesario estudiar la protección que debe tener el canal de descarga constituido por el arroyo que sale del puerto y va a dar al río, aguas abajo del sitio en que se ha construí

do la cortina. También debe tomarse en cuenta, que si la descarga se hace a otra cuenca, no se vayan a originar perjuicios por erosión o desbódamientos a terrenos productivos o centros de población.

a. 2. Capacidad de la obra de excedencias.

La capacidad hidráulica de las obras de excedencias debe determinarse mediante un cuidadoso estudio hidrológico, tomando en cuenta además el aspecto económico de los posibles daños originados por la falla de la presa y los costos del vertedor y de alturas adicionales de la estructura, juzgados conjuntamente dentro de un marco razonable de los riesgos calculados que se pueden correr.

En algunas presas y bajo ciertas condiciones, es posible y económicamente viable construir dos tipos de vertedores, uno de servicio que será el encargado de manejar las avenidas ordinarias que se presentan con mayor frecuencia y otro auxiliar que funcionará solamente ante la presencia de avenidas extraordinarias.

a.2.1.- Determinación hidrológica.- El primer problema que se presenta con relación al diseño de un vertedor de demasías es la determinación de su capacidad, la que se fija de acuerdo con la crecencia máxima probable y con la capacidad reguladora del vaso. Este es un problema que debe resolverse mediante el estudio hidrológico del aprovechamiento.

a.2.2.- Longitud de la cresta vertedora.- El problema fundamental para fijar la longitud de la cresta vertedora, entraña

un aspecto económico que debe observarse con detenimiento. Cabe aclarar que en todas las fórmulas de vertedores, la de Francis por ejemplo, intervienen conjugadamente los valores de L y de H, o sean, la longitud de la cresta y la carga sobre la misma. Lo anterior significa que mientras mayor sea la longitud de la cresta, inversamente disminuye la carga en una proporción determinada. Esto quiere decir que se podría hacer un vertedor de una gran longitud con el fin de disminuir la carga sobre la cresta. Si se aumenta la longitud del vertedor, se aumenta también el costo de esta obra, pero se disminuye la altura total de la presa, al disminuir la carga sobre el vertedor. Si se procede inversamente se tendrá una situación invertida en cuanto a menor costo para la obra de excedencias, pero mayor elevación de la cortina con el costo consecuente. Hasta donde sea posible jugar estas dos condiciones, depende de cada caso particular y queda al buen juicio del proyectista.

a.2.3.- Vertedores con descarga controlada o de cresta móvil.- Los vertedores pueden ser de cresta fija o bien de cresta móvil. Los vertedores de cresta móvil son aquellos en que en un momento dado, pueden abrirse una serie de claros o vanos permitiendo el paso controlado de la avenida, con una longitud de cresta menor que en el caso de un vertedor de cresta fija, sin aumentar la altura de la presa. El vertedor de cresta móvil se construye cuando no hay espacio suficiente para alojar un vertedor de cresta fija cuya longitud es mucho mayor, para la misma altura del agua en el vaso.- Podría en este caso disminuirse la longitud del vertedor de cresta fija, pero entonces habría necesidad de aumentar la carga, lo que se traduciría en una mayor altura de la presa. En general, un ver--

tedor de cresta móvil es mas costoso que un vertedor de cresta fija . Sin embargo, es necesario para definir qué tipo de vertedor conviene emplear, hacer un estudio de índole económica, teniendo en cuenta en cada caso el costo de la cortina con sus alturas correspondientes y compararlo con el incremento en costo del vertedor de cresta móvil.- Este vertedor de cresta móvil, consiste fundamentalmente en una serie de compuertas, radiales o deslizantes, sostenidas por pilas que se apoyan en la cresta vertedora. Dichas compuertas pueden permanecer cerradas o levantarse, permitiendo el paso controlado del agua a través de los claros que existen entre pila y pila, con lo que se logra una regulación mas eficiente de las avenidas y que se aprovechen mejor los escurrimientos del río.

a.3.- Elementos que constituyen una obra de excedencias.

El buen funcionamiento de la obra de excedencias, requiere que esta quede constituida por una serie de elementos, que permitan la descarga controlada de los caudales de las avenidas, que inoportuna mente llegan al vaso cuando este se encuentra lleno a su capacidad de embalse normal. A continuación se menciona la serie completa de dichos elementos, alguno de los cuales puede llegar a omitirse en circunstancias particulares.

a.3.1.- Canal de acceso.- La construcción del canal de acceso permite la entrada del agua contenida en el vaso a la estructura de control o cresta vertedora, obteniéndose de este modo una distribución uniforme del flujo a todo lo largo de dicha cresta. La longitud del canal de acceso debe ser tal, que en una distancia de 250 a 300 metros hacia aguas arriba de la cresta, no existan elevacio

nes mayores que la de la plantilla del canal de acceso. La elevación de dicha plantilla se fijará aproximadamente a dos metros, o la mitad de la carga, abajo de la cresta vertedora; el profundizar la mas es efectuar excavaciones inútiles que no producen beneficio alguno.

a.3.2.- Estructura de control o cresta vertedora.- Es la que regula las descargas de la obra de excedencias; por lo general consiste en un cimacio. El cimacio es un muro por el que derrama el agua excedente de la presa, al que se le da un perfil adecuado con objeto de que el caudal de descarga quede siempre en contacto con el paramento, evitándose de este modo cavitaciones destructivas. Consecuentemente, el perfil de cimacio es aquel que se diseña para ajustarse al manto inferior del agua vertiente, en tal forma - que esta deslice por el paramento y no exista en ningún lugar la posibilidad de una separación entre ambos, asegurándose en tal forma que no haya vacíos. Para su trazo se emplean las coordenadas propuestas por el Ing. Creager, basadas en una carga unitaria, o bien fórmulas modificadas como la de Scimemi.

a.3.3.- Colchón.- El colchón forma un plano horizontal, aguas abajo de la cresta vertedora, en el que debe disiparse la mayor cantidad posible de la energía de la corriente que cae del cimacio, para lo cual sus proporciones deben ser tales que obligue a la corriente a formar un salto hidráulico verdadero, de acuerdo con las condiciones hidráulicas del escurrimiento.

a.3.4.- Sección de control y transición.- La sección de control es la línea que limita el colchón y la transición; en esta

sección la corriente tiene el contenido mínimo de energía específica por lo que se forma un tirante crítico. La transición es la zona comprendida entre la sección de control y el inicio del canal de descarga. En esta zona de transición la anchura de la plantilla va disminuyendo desde la de la sección de control hasta la del canal de descarga. Existen casos en que las secciones de transición, sus plantillas se enlazan mediante curvas circulares simples o compuestas, obtenidas experimentalmente en los modelos hidráulicos.

a.3.5.- Canal de descarga.- Por medio del canal de descarga se conduce el agua hacia el río aguas abajo de la presa, hasta algún sitio donde no provoque daños a la estructura. Normalmente serán canales a cielo abierto, que deberán resistir las altas velocidades con las que circula el agua por ellos. De acuerdo con las condiciones topográficas, el canal de descarga puede quedar constituido por una verdadera rápida o caída de pendiente muy acentuada, con sección de canal abierto. En todo caso, la pendiente del canal de descarga debe adecuarse a la topografía, lo cual disminuye enormemente la excavación. Dicha pendiente es deseable que siempre sea fuerte para mantener el escurrimiento por debajo del tirante crítico, de tal manera que se eviten condiciones inestables de flujo. Cuando el canal de descarga se diseña como una rápida, las curvas verticales deben ser poco acentuadas para evitar que exista una separación del flujo de la corriente con respecto a la plantilla del canal. Las alturas mínimas de los revestimientos de concreto de los taludes del canal de descarga, se obtienen calculando los tirantes del escurrimiento, por medio del teorema de Bernoulli, agregándoles después el bordo libre de un metro, como mínimo.

a.3.6.- Estructuras terminales.- La corriente sale del canal de descarga a alta velocidad y con intenso poder erosivo. Evidentemente un factor fundamental en cada proyecto, es la clase de materiales que constituyen el terreno donde se construye la obra de excedencias. Cuando en el sitio de descarga, la roca no es de buena calidad, hay necesidad de protegerla, para evitar que el escurrimiento del río al ir la erosionando ponga en peligro la estructura.- En consecuencia, se requiere tener algún tipo de estructura terminal del canal de descarga, que permita disipar la energía de la corriente. Los medios para disipar dicha energía son numerosos, mencionándose a continuación algunos de ellos.

Si en la zona donde llega el canal de descarga al río --- existe un lecho de roca muy resistente, la estructura terminal podría ser cubeta de tipo salto de esquí que lance el agua al cauce a gran velocidad, siempre y cuando el pie de la cortina esté suficientemente alejado; si por el contrario el material del lecho del río es erosionable, deberá llegar el agua a baja velocidad y la estructura terminal deberá disipar la energía cinética que el agua adquirió a lo largo del canal de descarga, este será el caso en que se necesite un tanque amortiguador.

En algunos casos se han empleado muros llenos o dentados contra los que choca la corriente, y por impacto disipa parte de su energía, o bien deflectores llenos o dentados al extremo del canal de descarga, los cuales protegen la zona adyacente a dicho canal pero trasladan el problema a cierta distancia aguas abajo. El empleo de escalones es asimismo poco efectivo pues la corriente los brinca y se desgastan con facilidad. Todos estos dispositivos aunque menos

costosos que los tanques amortiguadores, resultan poco efectivos.

a.3.7.- Canal de salida.- El canal de salida es la prolongación del canal de descarga; se le utiliza para conducir la corriente hasta el río, o hasta sitios lejanos de la presa para evitar cualquier peligro de erosión. No lleva revestimiento de concreto, - pero tiene la misma sección que el canal descarga y su pendiente es muy pequeña o nula.

a.4. Diversas formas de clasificación de las obras de --
excedencias.

Debido a la enorme gama de posibilidades en el diseño de las obras de excedencias, existen diversos criterios para clasificarlas, algunos de los cuales se enumeran enseguida.

a.4.1. Por la localización de la obra de excedencias.- -
Como se ha visto, la estructura puede formar parte del cuerpo de la cortina, o ser una obra separada, construída en la ladera o en algún puerto aladaño al vaso.

a.4.2.- Por la forma de la descarga.- Pueden ser de des
carga libre o de descarga controlada por medio de compuertas.

a.4.3.- Por la forma o eje de la estructura de control.-
Se clasifican como de cresta recta o de cresta curva a base de un -
arco circular o en abanico, formado por curvas circulares compuestas.

a.4.4.- Tipos mas comunes.- De acuerdo con sus características generales mas importantes, que pueden abarcar algunas de las condiciones anteriores, los tipos mas comunes de obras de excedencias son:

Vertedores de descarga libre, con cresta recta o en abanico.

Vertedores de canal lateral.

Vertedores de tiro o embudo.

Vertedores de sifón.

a.5. Descripción de los diferentes tipos.

En los párrafos que siguen se desarrolla brevemente la descripción de los elementos que constituyen cada uno de los tipos señalados en el inciso anterior.

a.5.1.- VERTEDORES DE DESCARGA LIBRE.

En general, el tratamiento de las llamadas presas vertedoras es idéntico al que se dá para los diversos aspectos de los vertedores de descarga directa. Un vertedor de descarga directa es una sección de una cortina que se diseña para permitir el paso del agua sobre su cresta o corona. Los vertedores de descarga directa se usan ampliamente en cortinas del tipo de gravedad, en arco, y de contrafuertes. Algunas presas de tierra tienen en una de sus laderas una sección de gravedad de concreto diseñada con el propósito de servir como vertedor de excedencias. El diseño de este tipo de

vertedores para presas bajas comúnmente no reúne condiciones típicas, y se usan una gran variedad de diseños sencillos. En el caso de las grandes presas, a menudo se necesita como un detalle de gran importancia, que la carga sobre la cresta vertedora sea un mínimo y que el agua que pasa sobre la cresta se deslice suavemente sobre ella con un mínimo de turbulencia. Si el agua que pasa sobre la sección pierde su contacto con la superficie vertedora, puede formarse un vacío en el punto donde se separa y se puede presentar el fenómeno de cavitación. La cavitación sumada a la vibración por el contacto y pérdida de contacto alternado entre el agua y la cara de la cortina puede dar como resultado un grave perjuicio estructural.

Las cavidades se rellenan con vapor, aire, y otros gases, los que pueden convertirse al estado líquido cuando la presión absoluta del líquido esté cercana a la presión del vapor. Este fenómeno, que se denomina cavitación, se puede presentar donde quiera que las altas velocidades originen presiones reducidas. Dichas condiciones pueden llegar a presentarse si las paredes de la superficie de paso se encorvan agudamente, a manera de originar la separación del flujo, de su frontera. La cavidad, en la corriente que se mueve hacia abajo, puede coincidir en una región donde la presión absoluta es mucho más alta. Esto origina que el vapor que llena esa cavidad, se condense y regrese a su estado líquido con la resultante explosión interna, o colapso de la cavidad. Cuando sobreviene el colapso de la cavidad, se originan presiones extremadamente altas. En ensayos llevados a cabo en el laboratorio de Mecánica de Fluidos de la Universidad de Stanford se midieron presiones de una magnitud de 25 000 Kg./cm² en el colapso de una cavidad. Indudablemente, algo de esta actividad -

explosiva se presentará en la superficie en contacto con el paso del agua y en las grietas y poros del material que las forman. Bajo un bombardeo continuo de estas explosiones, las superficies sobrellevan una falla fatigosa y se origina el desmenuzamiento de pequeñas partículas, lo que da a la superficie una apariencia esponjosa. Esta actividad perjudicial es la que se reconoce con el nombre de cavitación.

En consecuencia, el vertedor ideal debe ajustarse en su forma a la de la capa inferior del agua que pasa sobre un vertedor de cresta delgada cuando el escurrimiento de este corresponde a la capacidad máxima de diseño. Para diseñar un vertedor de mampostería hay que tomar en cuenta algunos factores especiales: 1o.- En general existe en la parte de aguas-abajo una presión de agua. 2o.- Hay que considerar en la corona de la cortina el peso del agua. 3o.- En cimentaciones permeables la cortina está sujeta a filtración. 4o.- El paramento posterior frecuentemente se modifica para que por él deslice el manto de agua. 5o.- Es necesario tomar providencias para evitar socavaciones al pie de la cortina, provocadas por el manto de agua que cae.

a.5.1.1.- Sección Teórica.- Una cortina vertedora tiene una sección teórica trapecial. Esta sección se modifica para satisfacer las mejores condiciones hidráulicas del escurrimiento, de acuerdo con lo antes señalado.

a.5.1.2.- Tipos de perfil de vertedores de descarga directa.- El perfil trapecial se ha usado frecuentemente en la India para cortinas vertedoras con una altura máxima de 10 metros; para alturas mayores el manto de agua tropezaría con el paramento de aguas

vertedores para presas bajas comúnmente no reúne condiciones típicas, y se usan una gran variedad de diseños sencillos. En el caso de las grandes presas, a menudo se necesita como un detalle de gran importancia, que la carga sobre la cresta vertedora sea un mínimo y que el agua que pasa sobre la cresta se deslice suavemente sobre ella con un mínimo de turbulencia. Si el agua que pasa sobre la sección pierde su contacto con la superficie vertedora, puede formarse un vacío en el punto donde se separa y se puede presentar el fenómeno de cavitación. La cavitación sumada a la vibración por el contacto y pérdida de contacto alternado entre el agua y la cara de la cortina puede dar como resultado un grave perjuicio estructural.

Las cavidades se rellenan con vapor, aire, y otros gases, los que pueden convertirse al estado líquido cuando la presión absoluta del líquido esté cercana a la presión del vapor. Este fenómeno, que se denomina cavitación, se puede presentar donde quiera que las altas velocidades originen presiones reducidas. Dichas condiciones pueden llegar a presentarse si las paredes de la superficie de paso se encorvan agudamente, a manera de originar la separación del flujo, de su frontera. La cavidad, en la corriente que se mueve hacia abajo, puede coincidir en una región donde la presión absoluta es mucho más alta. Esto origina que el vapor que llena esa cavidad, se condense y regrese a su estado líquido con la resultante explosión interna, o colapso de la cavidad. Cuando sobreviene el colapso de la cavidad, se originan presiones extremadamente altas. En ensayos llevados a cabo en el laboratorio de Mecánica de Fluidos de la Universidad de Stanford se midieron presiones de una magnitud de $25\ 000\ \text{Kg./cm}^2$ en el colapso de una cavidad. Indudablemente, algo de esta actividad -

explosiva se presentará en la superficie en contacto con el paso del agua y en las grietas y poros del material que las forman. Bajo un bombardeo continuo de estas explosiones, las superficies sobrellevan una falla fatigosa y se origina el desmenuzamiento de pequeñas partículas, lo que da a la superficie una apariencia esponjosa. Esta actividad perjudicial es la que se reconoce con el nombre de cavitación.

En consecuencia, el vertedor ideal debe ajustarse en su forma a la de la capa inferior del agua que pasa sobre un vertedor de cresta delgada cuando el escurrimiento de este corresponde a la capacidad máxima de diseño. Para diseñar un vertedor de mampostería hay que tomar en cuenta algunos factores especiales: 1o.- En general existe en la parte de aguas-abajo una presión de agua. 2o.- Hay que considerar en la corona de la cortina el peso del agua. 3o.- En cimentaciones permeables la cortina está sujeta a filtración. 4o.- El paramento posterior frecuentemente se modifica para que por él deslice el manto de agua. 5o.- Es necesario tomar providencias para evitar socavaciones al pie de la cortina, provocadas por el manto de agua que cae.

a.5.1.1.- Sección Teórica.- Una cortina vertedora tiene una sección teórica trapecial. Esta sección se modifica para satisfacer las mejores condiciones hidráulicas del escurrimiento, de acuerdo con lo antes señalado.

a.5.1.2.- Tipos de perfil de vertedores de descarga directa.- El perfil trapecial se ha usado frecuentemente en la India para cortinas vertedoras con una altura máxima de 10 metros; para alturas mayores el manto de agua tropezaría con el paramento de aguas -

abajo y quedaría una parte en la cual el agua correría libremente y otra en la que se pegaría a la estructura, solución que no es ventajosa. Para poder emplear el perfil trapecial en presas de pequeña altura es necesario asegurarse de que el espacio comprendido entre el paramento y la superficie inferior del manto de agua tiene fácil acceso para el aire exterior, para evitar la disminución de presión atmosférica.

El otro tipo, empleado principalmente en los Estados Unidos, es aquel en que el paramento posterior se diseña para ajustarse al manto de agua en tal forma que éste deslice por el paramento y no exista en ningún lugar la posibilidad de una separación entre ambos, asegurándose en tal forma el que no haya vacíos. Este perfil recibe frecuentemente el nombre de perfil de cimacio. Se ha usado principalmente el de tipo Creager, o el que produce la fórmula modificada por Scimemi.

a.5.1.3 Cimacios con descarga controlada por compuertas.

Como se mencionó anteriormente, un sistema de compuertas colocado sobre un cimacio, permite una operación más eficiente de la presa -- ante la presencia de avenidas. Puede decirse que en general no se modifica la forma del perfil del cimacio con respecto a casos de cresta libre y para reducir las pequeñas presiones negativas que se generan en la cresta, el asiento de las compuertas deberá estar un poco aguas abajo del punto mas alto de la cresta. La descarga a través de cimacios controlados por compuertas radiales está dada por la fórmula de orificios.

a.5.1.4.- En Abanico.- Conviene este tipo de vertedores para aquellos proyectos que requieran una longitud de cresta muy grande y donde por razones de economía el canal de descarga deba ser angosto para evitar grandes excavaciones. La estructura de control es un cimacio de cresta curva que debe contar con un canal de acceso que permita la presencia de un flujo normal a la cresta y por lo tanto convergente. Abajo del cimacio se debe tener una sección de control, para obligar la formación de un salto hidráulico que permita, que la transición hasta el canal de descarga se efectúe con velocidades no muy grandes. Los vertedores en abanico surgieron del análisis de redes de flujo a través de orificios y ha sido posible su implementación en proyectos reales gracias al estudio de su comportamiento en modelos hidráulicos reducidos. Para fijar dimensiones geométricas preliminares es aconsejable utilizar los datos de vertedores ya construidos, usando como parámetro la relación entre la longitud de la cresta vertedora y la carga máxima sobre la cresta.

a.5.2. VERTEDORES DE CANAL LATERAL.

Un vertedor de canal lateral es aquel en el que el flujo, después de pasar sobre la cresta vertedora, se le obliga a escurrir dentro de un canal que se traza paralelo a dicha cresta. Generalmente la cresta vertedora es una sección de gravedad de concreto, pero puede consistir también de algún material de revestimiento colocado sobre la superficie natural del terreno. Este tipo de vertedor se usa ampliamente en cañones estrechos o boquillas muy cerradas donde no se dispone de una longitud de cresta suficiente para dar paso a la descarga máxima del vertedor.

La teoría hidráulica de un vertedor de canal lateral es bastante compleja y se han hecho diversas hipótesis para simplificar el cálculo. El análisis del flujo en el canal lateral se hace mediante la aplicación del principio de la cantidad de movimiento en la dirección del flujo, siguiendo entre otras la teoría desarrollada por el Ing. Julián Hinds, aunque más recientemente se ha empleado también la hipótesis planteada por el ingeniero italiano Viparelli. En general, en el diseño se considera que el gasto es uniforme por unidad de longitud de la cresta vertedora, ignorándose la energía residual que le queda al agua después de pasar sobre la cresta, la que en cierto modo afecta las condiciones del flujo del canal, como lo demuestra la más moderna teoría establecida por el Ing. Oscar Castilla. A veces, se coloca un vertedor pequeño, un antepecho o algún dispositivo que permita crear una zona de amortiguamiento en el flujo del canal lateral, de modo que pueda disiparse la gran cantidad de energía que lleva el agua, al propio tiempo se crea lo que se denomina una sección de gobierno ó como frecuentemente se le llama, sección de control, localizada al final del canal colector.

Después de rebasar la cresta vertedora el agua pasa al canal lateral, y de este a través de la sección de gobierno pasa a un canal de descarga o a través de un túnel o tajo para su desalojamiento final. El canal de descarga suele tener las mismas condiciones que ya antes se han previsto.

Existen muchos vertedores de este tipo en los que el cambio de dirección inmediatamente después de la cresta es bastante brusco, y cuyas características son intermedias entre el vertedor de canal lateral propiamente dicho y el de descarga directa.

a.5.3. VERTEDORES DE TIRO O EMBUDO.

En un vertedor de tiro el agua cae a través de una especie de chimenea a tiro vertical hasta un conducto horizontal que hace pasar el agua hacia un punto aguas abajo de la cortina. Estos vertedores de tiro pueden usarse en aquellos casos en que el espacio es inadecuado para otros tipos de vertedores. En general se considera inadecuado hacer pasar un vertedor sobre o a través de una presa de tierra. Si la topografía impide el uso de un vertedor de descarga directa o de canal lateral que pueda ubicársele a uno de los extremos de la cortina, puede tomarse como una buena alternativa la construcción de un vertedor de tiro a través del material de cimentación.

Para presas bajas donde la altura es pequeña, no es necesario un diseño especial de la obra de acceso, pero en los grandes proyectos a menudo se usan dispositivos de acceso de forma particular, como los llamados de "margarita" o los diseños del tipo llamado por los americanos "Morning glory". Los vertedores con tiros pequeños pueden construirse totalmente de tubería de metal, de concreto, y en algunos casos hasta de tubo de albañal. El tiro vertical de una gran estructura se construye de concreto reforzado, en tanto que el conducto horizontal se construye siguiendo las normas para túneles perforados en roca. Frecuentemente el túnel que se usa para la obra de desviación se planea de modo que pueda usarse como dispositivo de salida del vertedor de tiro. En algunas situaciones favorables el tiro vertical también se perfora totalmente en roca.

Existen tres condiciones posibles de flujo en un vertedor de tiro. Para cargas pequeñas el flujo en el conducto solo se reali

za como en un tubo parcialmente lleno. En estas condiciones, el perímetro de la cresta de acceso sirve como vertedor, y el caudal de descarga varía con $H^{3/2}$. Cuando la carga aumenta, el conducto de salida trabaja totalmente lleno de agua y esta empieza a levantarse en el tiro. En esta situación intermedia la cresta todavía trabaja como un vertedor. Cuando el tiro se llena totalmente, la descarga es proporcional a $H^{3/2}$, siendo H, la carga total que actúa sobre el orificio de salida. En esta tercera condición, un aumento en H, sólo origina un leve aumento en el gasto de descarga. Lo anterior da por resultado una cierta condición límite para la capacidad de un vertedor de tiro; de ahí, que el diseño de este tipo de vertedores deba hacerse en forma muy conservadora.

Una transición abrupta entre el tiro y el conducto de salida producirá una turbulencia excesiva y la introducción de aire. Consecuentemente, se prefiere hacer una transición suave, sobre todo en las grandes estructuras, para disminuir los efectos señalados. El análisis hidráulico de los vertedores de tiro es difícil, y a menudo se emplean modelos reducidos para hacer los ensayos. Los modelos reducidos deben usarse con cautela, pues la presión del aire en el modelo no se puede reducir a la escala de este. Una característica indeseable de los vertedores de tiro es que presentan ciertos peligros de atascarse con el material de acarreo. Para prevenir la entrada de material de acarreo a este tipo de vertedores, se hace necesario construir algún tipo de protección como rejillas, balsas de protección y algunos otros.

a.5.4. VERTEDORES DE SIFON O SERVICIO.

Quando no es necesario tener una gran capacidad de descarga y se cuenta tan solo con un espacio limitado, la elección más -- práctica para esta estructura, puede constituirlo un vertedor del -- tipo de sifón. Los vertedores de sifón tienen la ventaja de que pueden mantener automáticamente el nivel de la superficie del agua dentro de límites muy estrechos. Para gastos pequeños, el vertedor de sifón actúa como un vertedor de descarga libre con cresta en el punto más alto de él. Para gastos más fuertes, después de que el sifón se ha cebado, el gasto de descarga puede obtenerse por medio de la fórmula $C \sqrt{2gh}$, en la que C es el coeficiente de descarga, que comúnmente puede tomarse como de 0.9. Si la descarga del sifón no queda sumergida, la carga h es la distancia vertical que hay desde la superficie libre del agua en el vaso hasta el extremo del barril del sifón. Cuando la descarga queda sumergida, h es la diferencia en elevación entre el nivel de aguas-arriba y el nivel del aguas-abajo. Si se evita la entrada de aire en el extremo de descarga del sifón introducirá y removerá el aire acumulado en la corona y el sifón quedará cebado. La entrada de aire puede evitarse deflectando el flujo a través del barril de modo que se obtenga un sellamiento o por medio de la inmersión de la descarga al extremo del barril. -- La acción sifonante continuará hasta que el nivel del agua en el vaso se abata por debajo de la elevación del labio superior de la entrada del sifón, a menos que se tenga una ventila a un nivel más alto. El sifón puede diseñarse de modo que las variaciones en el nivel del agua en la parte aguas arriba sean pequeñas con respecto a la carga total, consiguiéndose entonces que la descarga sea casi -- siempre la de la capacidad plena cuando el sifón está cebado. Esto hace particularmente ventajoso al vertedor de sifón para dar salida

a las crecientes súbitas del nivel del agua que puede presentarse -- por ejemplo en los canales de riego y en los canales piloto cuando las compuertas de operación se cierran rápidamente.

Inmediatamente de que el sifón se ha cebado, se forma un vacío en la corona. Para prevenir el fenómeno de cavitación es conveniente limitar este vacío a las $3/4$ partes de la presión atmosférica. Es decir, al nivel del mar la distancia vertical que hay desde la corona del sifón hasta la pendiente hidráulica no debe exceder de 7.5 metros. A elevaciones superiores al nivel del mar la distancia límite desde la corona hasta la pendiente hidráulica es aún menor. Si la entrada al sifón permanece sumergida a una profundidad de algunos centímetros, es muy posible que no exista el peligro de atascamiento debido a material de acarreo o a hielo, pero a veces es conveniente tomar precauciones especiales mediante el uso del rejillas. Una desventaja del vertedor de sifón es su costo relativamente alto resultante de la construcción del barril, pero si el sifón puede -- construirse de tubo, el costo puede no ser elevado.

b) Criterios de selección.

Para la elección del tipo de vertedor que resuelve un problema determinado, deben tomarse en consideración toda una serie de factores y razonamientos, que comparados unos con otros, producen la solución más viable. Eventualmente, alguno de los factores puede tener un peso decisivo para elegir un tipo determinado de vertedor.

b.1. Elementos de juicio.- Varias son las razones que -- deben tomarse en cuenta para la elección de un determinado tipo de

vertedor, pues además de su facilidad de diseño, buen funcionamiento hidráulico y posibilidades de construcción, deben ponderarse los factores que en seguida se mencionan.

b.1.1.- Topografía del Sitio.- Es quizá el factor de más peso para la selección, pues en primera instancia proporciona al proyectista una idea del tipo adecuado de estructura. Por ejemplo, un vertedor de canal lateral resulta muy apropiado para una boquilla angosta; en cambio para una boquilla amplia no resulta ventajoso.

b.1.2.- Geología del sitio.- Con la conclusión que se obtenga del punto anterior, habrá que asegurar que la localización resulte favorable desde el punto de vista de las condiciones geológicas del suelo, pues no puede correrse el riesgo del colapso total de la obra por falla de la cimentación o del terreno que sostenga a la estructura.

b.1.3.- Tipo de la Cortina.- Este punto se refiere a la influencia que tiene el que la cortina sea rígida o flexible, ya que en las primeras, la obra de control generalmente se localiza en la propia cortina, lo cual significa un ahorro apreciable en el costo de la obra.

b.1.4.- Régimen de la corriente.- Dependiendo del régimen observado del río, es posible decidir la conveniencia de un vertedor de servicio que trabajará para avenidas con bajo período de retorno y otra estructura vertedora para avenidas con mayor período de retorno, o de carácter extraordinario.

b.1.5.- Operación.- Atendiendo a las recomendaciones del estudio hidrológico y en particular a los tránsitos de avenidas, el vertedor puede ser de cresta libre o controlada, siendo para este último caso más laborioso el proyecto y construcción del mismo, requiriéndose además una buena operación.

b.1.6.- Economía.- Optimizando los puntos anteriores, se llegará a definir la obra de control idónea, que no será siempre la más económica, por lo que es necesario realizar alternativas, con objeto de comparar costos y escoger finalmente la más económica, sin perder de vista la seguridad y eficiencia del sistema.

b.2. Datos para el diseño.- Los datos necesarios para efectuar el proyecto de una obra de excedencias se obtienen del estudio hidrológico de la presa de almacenamiento. Dichos datos se señalan a continuación.

b.2.1.- Elevación máxima extraordinaria del agua.- También se le designa como Nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.), es el que corresponde a la elevación máxima maximorum que puede alcanzar el agua en el vaso, durante la vida útil de la presa. Se obtiene del tránsito de la avenida máxima extraordinaria por la obra de excedencias, considerando que dicha avenida se presenta, cuando en el vaso se tiene la capacidad normal de embalse.

b.2.2.- Elevación de la cresta vertedora.- Esta elevación corresponde a la del Nivel de aguas normales en el embalse (N.A.N.) para el caso de vertedores con descarga libre. Equivale a la elevación que se obtiene cuando el almacenamiento en el vaso es igual a la

suma de la capacidad muerta o de azolves, mas la capacidad útil.

b.2.3.- Gasto máximo de descarga.- Es la descarga máxima que se extraerá por la obra de excedencias; corresponde a la carga máxima sobre la cresta vertedora, o sea, la diferencia de nivel entre las elevaciones del Nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A. M.E.) y el de la cresta vertedora.

b.2.4.- Longitud de la cresta vertedora.- Del estudio de regularización de la avenida para vaso lleno, se obtiene el dato correspondiente a la longitud de la cresta vertedora, que es la que permite la descarga máxima posible.

OBRAS DE CONTROL Y EXCEDENCIAS

c). - Diseño hidráulico de sus elementos.

Perdónenme que hable en singular primera persona, pero yo soy el único responsable de éstas primeras ideas :

Estoy considerando que son de excedencias, todas las obras que se usan para permitir que salgan aguas sobrantes o excedentes de las presas hacia aguas abajo de ellas, en forma controlada. Que pueden sacarse esas aguas, por el fondo de la presa, (en cuyo caso saldrían cargadas de azolves), por una altura intermedia, (como suele suceder en las obras tipo sifón) y los vertedores superficiales.

A estos últimos están dirigidas éstas pláticas, por lo que se procurará hablar exclusivamente de ellos.

Siguiendo la primera clasificación para vertedores según lo comentado con anterioridad, podrán ser :

Vertedores { De cresta libre
De cresta controlada.

ó también :

Vertedores { De descarga directa
Con cambio de dirección

Los vertedores típicos, son los de cresta libre, por lo que conviene estudiarlos primero.

En el estudio de un vertedor, se pueden observar varias etapas, que pueden ser :

a). - Estudio hidrológico. - En el cual se define fundamentalmente el valor de la avenida máxima que puede llegar a la presa, estando ésta totalmente llena al nivel de la cresta vertedora.

En combinación con el estudio topográfico y del tipo de vertedor se estudia cuál es la longitud más conveniente de cresta vertedora y a cuánto se regula la avenida máxima.

b). - Lograr el concepto de cuál es el vertedor que conviene utilizar y proyectar, desde el acceso en el vaso hasta su descarga en el río.

c). - Estudio del funcionamiento hidráulico del vertedor en todas sus partes .

d). - Estudio estructural para darle a muros, pisos, cimacios, etc., las dimensiones, refuerzo y demás características que requieren para soportar los efectos del funcionamiento del vertedor.

e). - Completar todos los detalles que se requieran.

Se podría iniciar el estudio del funcionamiento hidráulico en la cresta vertedora y seguir después hacia aguas arriba y finalmente terminar con todos los problemas que se presenten para el lado de aguas abajo.

La fórmula general que se utiliza para calcular el gasto sobre un vertedor, es :

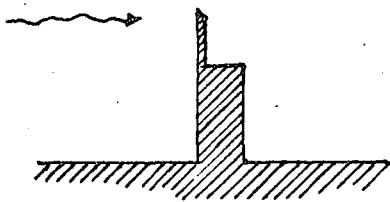
$$Q = C L H^{3/2}$$

" H " es la carga total necesaria para dar con la longitud " L " el gasto " Q " en un vertedor en estudio, el que, por su perfil, los materiales de que está construido, su acceso y su salida, tienen un coeficiente " C " determinado.

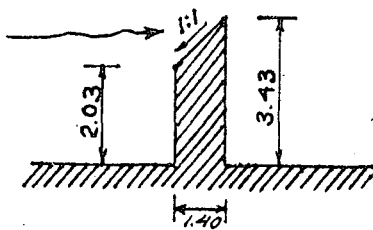
" H ", como se indica antes, acumula toda la energía disponible del agua sobre el vertedor. Si se tiene alguna velocidad de llegada, la carga necesaria para dar esa velocidad, se debe sumar a la carga efectiva para tener la " H " o carga total, que es la que da la fórmula.

El coeficiente " C " depende fundamentalmente de la forma o perfil de la cresta.

Así pues podría considerarse:

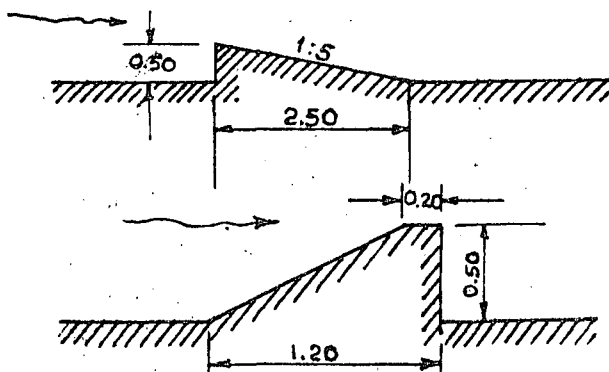


Vertedores con cresta fina: $C = 1.84$

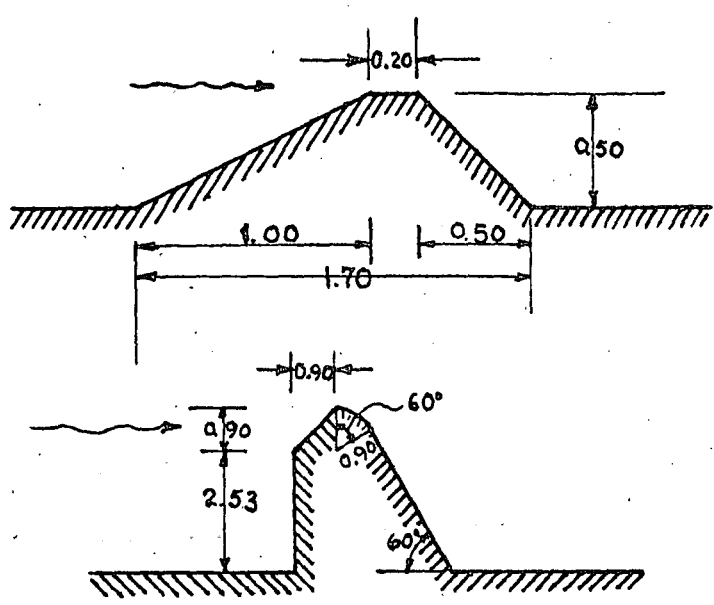


h	μ_i	C
0.20;	0.681;	2.02
0.50;	0.685;	2.03
1.00;	0.685;	2.03

Vertedores con cresta intermedia



h	μ_i	C
0.20	0.739	2.19
0.40	0.636	1.89
0.20	0.608	1.80
0.40	0.652	1.93



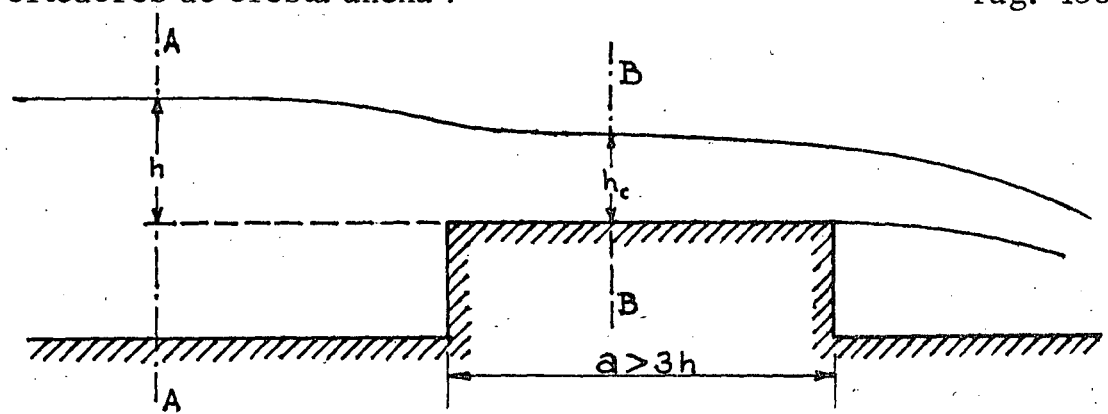
h	μ_1	C
0.20	0.608	1.80
0.40	0.655	1.94
0.20	0.630	1.87
0.50	0.687	2.04
1.20	0.753	2.23

(tomados de la hidráulica de A Balloffet, L. M. Gotelli y G. A. - -
 Meoli, tomo II segunda edición. Ediar Soc. Anon. Editores Tucumán
 826, Buenos Aires) pag. 456

Valores obtenidas por Horton, Bazin y Rehobock

Vertedores de cresta ancha :

Pag. 458

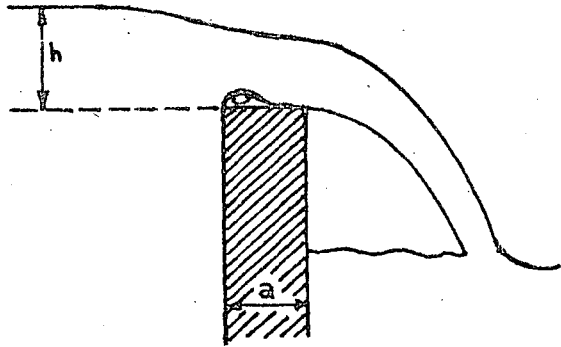


$$Q = \mu C L h^{3/2}$$

$$3 < \frac{a}{h} < 15$$

	μ	C
de 0.555	a 0.585 ;	1.65 a 1.74

Vertedores de cresta intermedia



Para $a > 0.66 h$; lámina se adhiere

Para $0.5 < a < 0.66 h$, la lámina se despega

$$\mu_e / \mu = 0.70 + 0.185 \frac{h}{a}$$

μ_e = coeficiente de descarga (inicial) para vertedores de cresta intermedia.

μ = coeficiente de descarga (inicial) para vertedor de cresta fina.

Fig. pared intermedia

Esta formula dá

h/a	μ_e / μ	C
2	1.07	1.969
0.33	0.76	1.398

El coeficiente " C " que usamos es : $C = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu_i = 2.967 \mu_i$

Esto podrá dar una idea de la variedad de

los coeficientes, según sean los vertedores, que además están influidos por la forma del talud de llegada, la profundidad " P " del acceso y el ahogamiento que pueda tener en su funcionamiento.

Para vertedores tipo Creager, se han hecho muchos ensayos y los coeficientes están más estudiados. Podemos referirnos a los datos que se obtienen por medio de las gráficas que figuran en el Small Dams, del Bureau Of Reclamation y que reproducimos a continuación, traducida al Sistema métrico decimal una de ellas que lo requirió.

Con ellas, preparadas probablemente para cimacios construídos de concreto con buen acabado, se pueden determinar los coeficientes para calcular los gastos de los vertedores.

Por los vertedores van a pasar gastos muy diferentes, ya que los elementos no los podemos controlar. El perfil de un cimacio está en función de la " carga " del agua que pasa sobre el vertedor, carga que debe medirse aguas arriba de la cresta vertedora, a una distancia mínima de unas $3H$; por lo que conviene calcular el perfil del cimacio para la carga máxima que pueda presentarse, ó si se desea calcular lo que se llama un " perfil deprimido " para una carga de 0.75 de esa carga máxima, como mínimo.

Al pasar gastos diferentes por el vertedor, el coeficiente C variará en función de la relación de cargas entre la de funcionamiento y la de diseño. Todo esto está incluído en las gráficas que se anexan. También se incluye una figura que nos permite tomar en cuenta la inclinación del talud aguas arriba del cimacio.

Hacia aguas arriba, del vertedor está la banqueta de acceso, que también influye en la " C " del vertedor, la que se vé más afectada a medida que la " p " (desnivel entre la banqueta y la cresta) es más chica.

Habrá de tomarse en cuenta además, el funcionamiento de este acceso, como canal sin pendiente física, pero trabajando a base de la pendiente hidráulica, para calcular el nivel de las aguas máximas en el embalse.

Para aguas abajo, a continuación del vertedor aparece el canal, ó tanque (según el caso) colector, que también podrá influir en el valor del coeficiente de descarga si ahoga en algo la cresta vertedora.

De este canal, seguirá la transición para llevar el caudal ^{al} canal de salida, que generalmente se diseña para funcionar en régimen rápido. Este, generalmente es de bastante longitud y debe adaptarse al terreno. Está influído por la posición y forma del lugar de descarga. Por todo lo anterior, en su trazo, podremos tener necesidad de intercalar curvas horizontales y verticales - y habrá de cuidar que los bordos del canal, no sean rebasados por el agua. Finalmente encontraremos la estructura con la que se entrega el agua al río.

Como son muchos los tipos de vertedores, podrá eliminarse en algunos de ellos alguna de las partes indicadas.

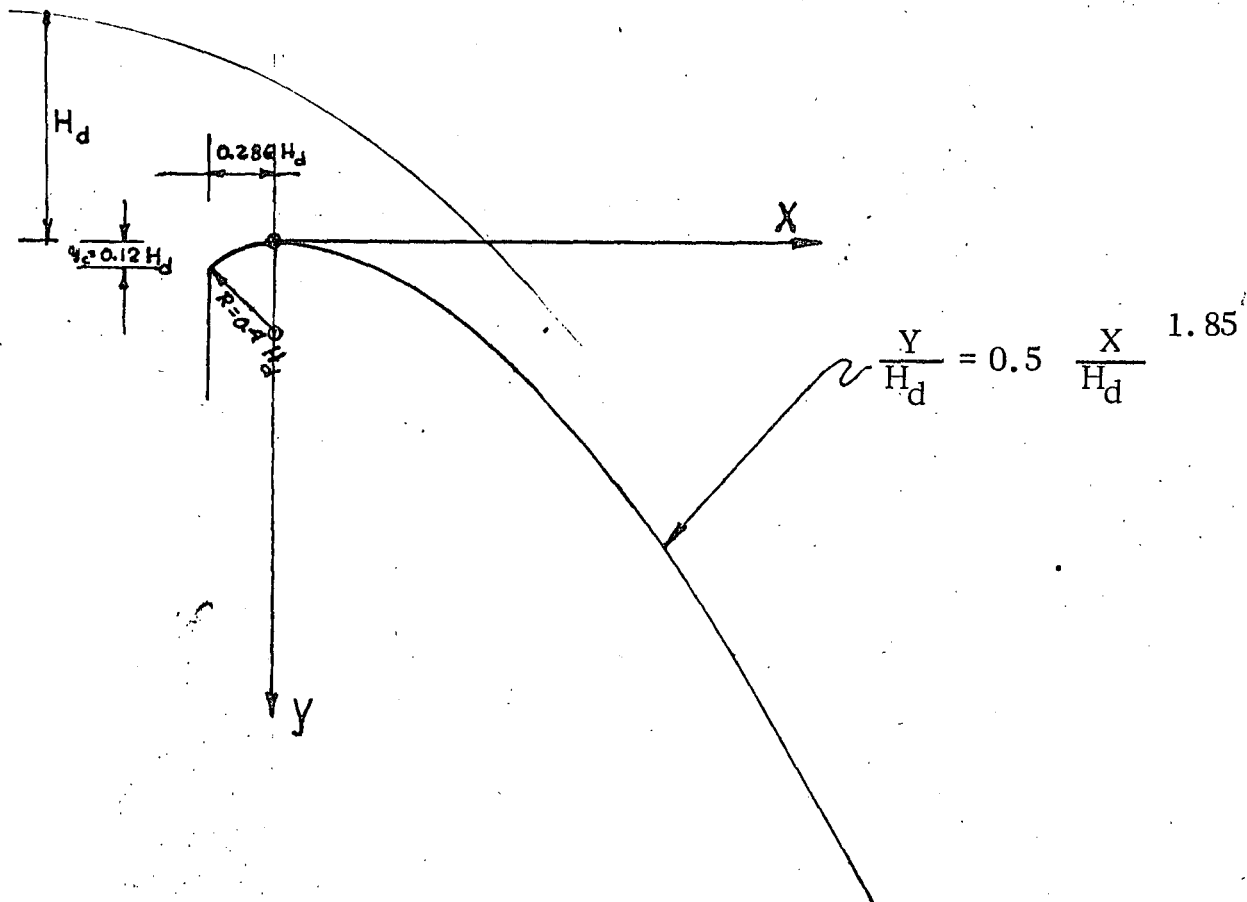
EL CIMACIO

Se calcula, una vez obtenida la carga máxima, o la de diseño, utilizando las fórmulas generales siguientes :

Según Scimmemi :

$$\frac{y}{H_d} = 0.5 \left(\frac{x}{H_d} \right)^{1.85}$$

Que considera una rama de entrada de forma de arco de circunferencia con $R = 0.4 H_d$ y $Y_c = 0.12 H_d$



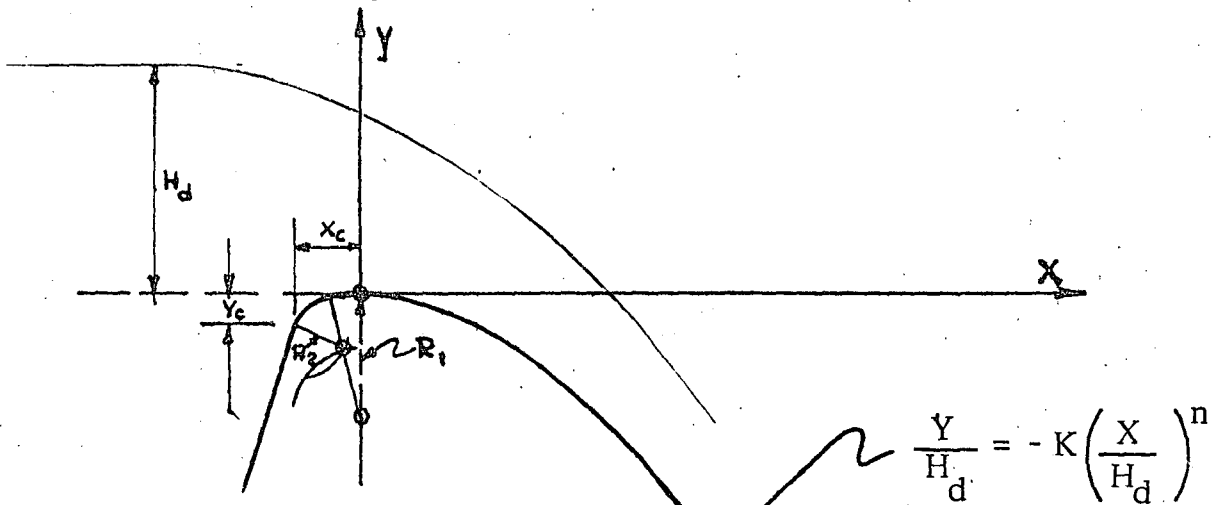
Coordenadas del punto de tangencia de la segunda rama con un plano de talud = t

$$X_t = \frac{H_d}{(0.925 t)^{\frac{1}{0.85}}} \quad ; \quad Y_t = 0.5 \frac{X_t^{1.85}}{H_d^{0.85}}$$

ó también

$$Y_t = \frac{0.5}{(9.25 t)^{\frac{1.85}{0.85}}}$$

Según el Bureau of Reclamation:



Que es la misma de Schimemi, pero más

completa.

Las coordenadas X_c y Y_c , así como los radios R_1 y R_2 , dependen de la inclinación del talud T , de entrada. Estos datos y los coeficientes K y n , se obtienen en gráficas que reproducimos más adelante.

Procedimiento usado en Obras Hidráulicas, en donde es aplicable :

Se considera talud de entrada $1:3 > T > \text{Vert.}$

Los valores de X_c y Y_c de R_1, R_2 , y $R_1 - R_2$, se toman constantes, como una función de H_d

La segunda rama, está tabulada y se puede calcular fácilmente en función de H_d

Se obtiene la tangencia con el talud de salida utilizando la tabla correspondiente, que se anexa, en función de T_2

CRESTA VERTEDORA

Todos los vertedores, formalmente construïdos, están formados por un muro o una escotadura, que tiene un umbral, llamado cresta vertedora, que limita el volúmen que puede almacenarse en el vaso. Toda el agua que sobrepase ese nivel, saldrá por el vertedor. Por eso la cresta vertedora debe ser horizontal.

En planta, en cambio, puede tener alineamiento recto, quebrado, en curva, o mixto y el diseño debe ser adecuado para que el agua pase siguiendo trayectorias perpendiculares a la cresta.

Muchas veces la cresta vertedora está limitada lateralmente por muros verticales en cuyo caso no habrá necesidad de ajustar las fórmulas generales que resuelven sus problemas: pero hay otras veces en las que los muros extremos son inclinados. Si el vertedor es de cresta muy corta, conviene hacer algún ajuste por esta razón, considerando triangulares los extremos, pero como en general la longitud del vertedor es muy grande en comparación con la carga, se pueden usar las fórmulas comunes, a sabiendas de que el gasto mejorará un poco en la realidad y los tirantes reales serán ligeramente menores a los calculados.

También es válido, en estos casos, usar el valor de la descarga unitaria.

$$q = \frac{Q}{L}$$

La longitud de la cresta, será la medida en planta, siguiéndola desde un extremo al otro.

Sin embargo habrá que hacer un ajuste a esta longitud para tomar en cuenta la forma en que entra el agua - por los extremos del vertedor o en algunas pilas intermedias donde se pueden producir contracciones laterales, que disminuyen la efectividad del vertedor. Para tomar en cuenta esas contracciones, se hace una reducción a la longitud de la cresta vertedora.

La nueva longitud será :

$$L = L' - 2 (NK_p + K_a) H_e$$

L = Longitud efectiva de la cresta. Longitud con la cual se debe calcular el gasto.

L' = Longitud neta de la cresta - Es la longitud física real de la cresta.

N = Número de pilas que se coloquen entre tramos de vertedor.

K_p = Coeficiente de contracción de las pilas

K_a = Coeficiente de contracción en los estribos

H_e = Carga total sobre la cresta.

Para tomar en cuenta en las pilas la forma del tajamar y el espesor y en los estribos, su forma y el ángulo de los muros de acceso con el eje de la cortina, el Bureau of Reclamation aconseja los coeficientes siguientes :

PILAS

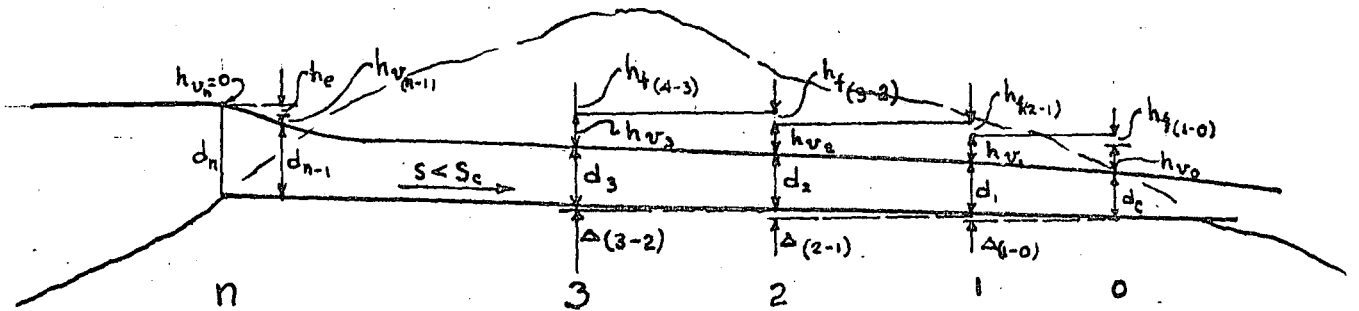
Para pilas de tajamar cuadrado con esquinas redondeadas con un radio igual a aproximadamente 0.1 del espesor de la pila	0.02
Para pilas de tajamar redondo	0.01
Para pilas de tajamar triangular	0

ESTRIBOS

Para estribos cuadrados con los muros de cabeza a 90° con la dirección de la corriente.	0.20
Para estribos redondeados con muros de cabeza a 90° con la dirección de la corriente, cuando $0.5H_0 \cong r \cong 0.15H_0$	0.10
Para estribos redondeados en los que $r > 0.5H_0$ y el muro de cabeza está colocado a no más de 45° con la dirección de la corriente.	0

en las que r = radio con que se redondean los estribos.

Un tipo sencillo, es el de cresta libre con planta recta y descarga directa.



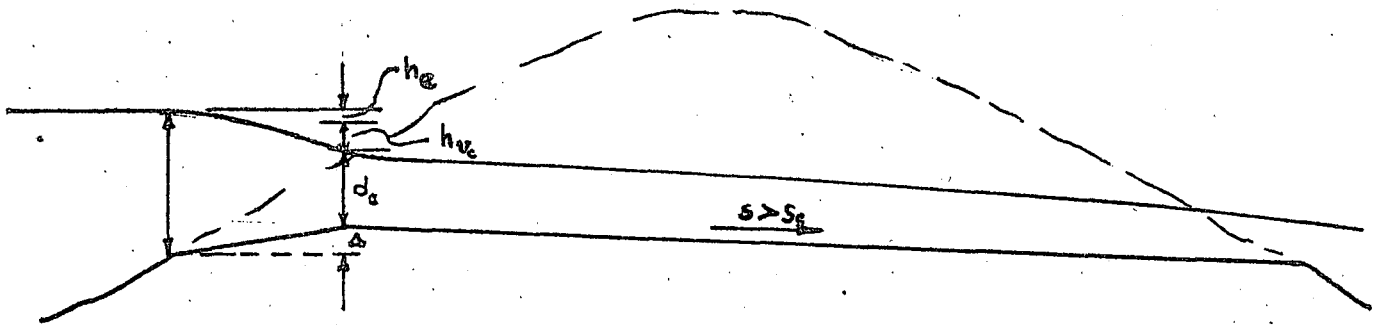
Puede ser un simple canal cortado en la ladera. Si tiene pendiente menor que la crítica y es de bastante longitud, se establece un funcionamiento subcrítico. Cerca de la descarga, a unos 2 ó 3 veces d_c , o antes si se descubre el canal lateralmente, se produce d_c . De ese lugar hacia arriba se puede establecer la fórmula de Bernoulli para encontrar cómo trabaja el canal, ya en régimen subcrítico, pero variado, hasta llegar a la entrada, de acuerdo con la forma del acceso.

$$d_c + h_{v_c} + h_{f(1 \text{ a } 0)} = d_1 + h_{v_1} + \Delta(1 \text{ a } 0)$$

$$d_1 + h_{v_1} + h_{f(2-1)} = d_2 + h_{v_2} + \Delta(2-1)$$

.....

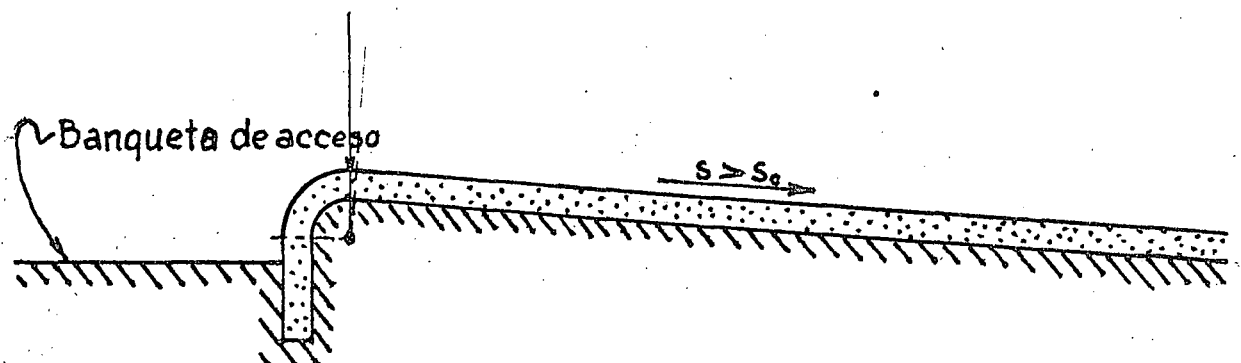
$$d_{(n-1)} + h_{v_{(n-1)}} + h_e = d_n + h_a + \Delta; \quad h_a \cong 0$$



Si el canal tiene pendiente longitudinal mayor que la crítica, debe, en general ser revestido y tener una sección de control cerca de su principio, en la que se produce el tirante crítico.

De ahí para adelante, se establece el funcionamiento según Bernoulli. Para atrás, se establece en un paso en el que se toman en cuenta la Δ que se tenga y la pérdida por entrada.

Un caso especial, es cuando se tiene entrada con un perfil de forma de arco de círculo.



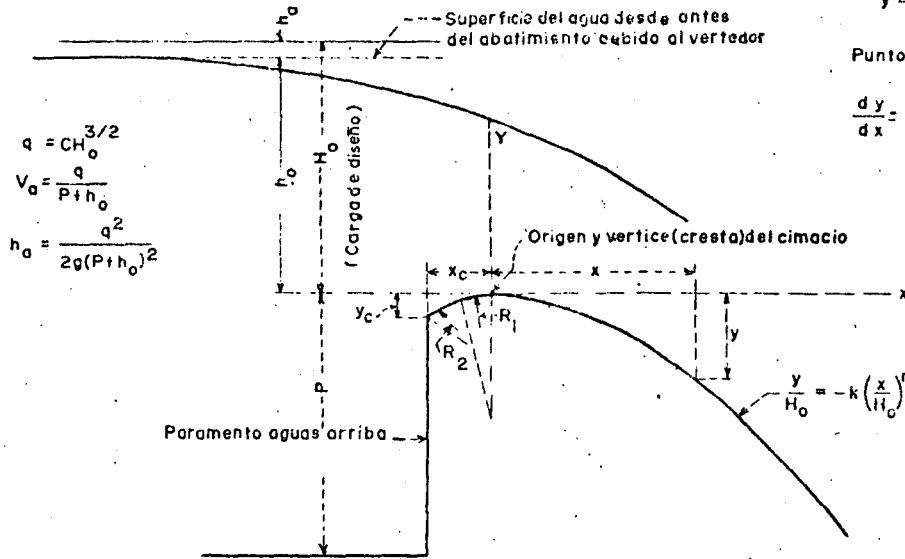
Este puede calcularse en igual forma, o como vertedor, dándole a C valor de 1.70 o menos.

Para el paramento aguas arriba vertical:
 $y; h_0 = 0; K = 0.5; n = 1.872$

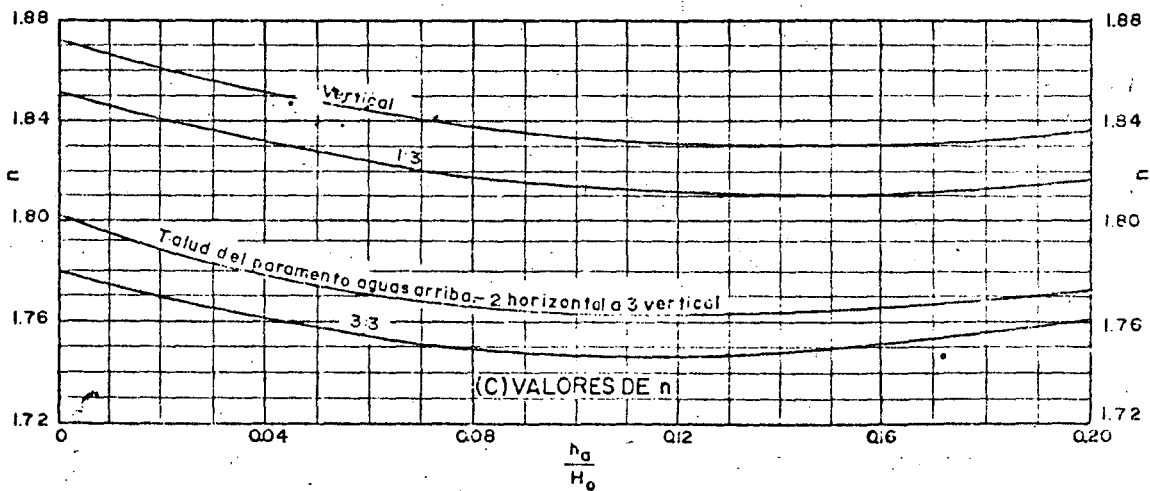
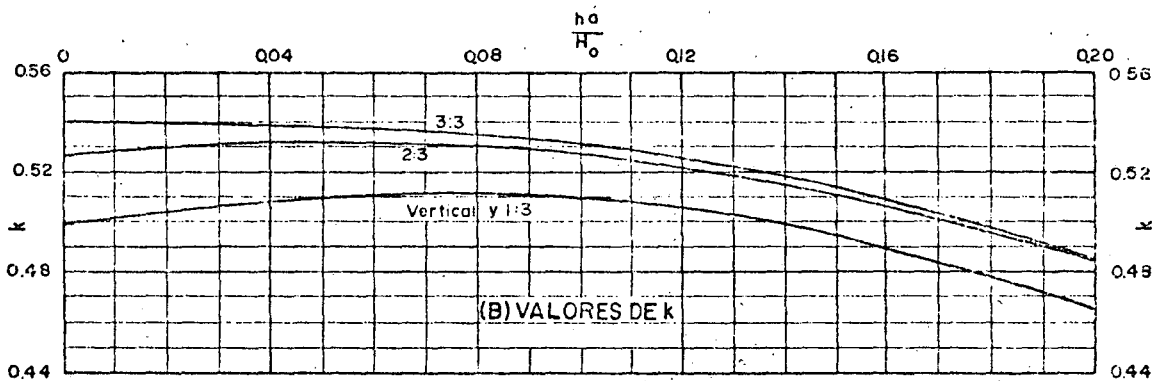
$$y = 0.5 \frac{x^{1.872}}{H_0^{0.872}}$$

Punto de tangencia:

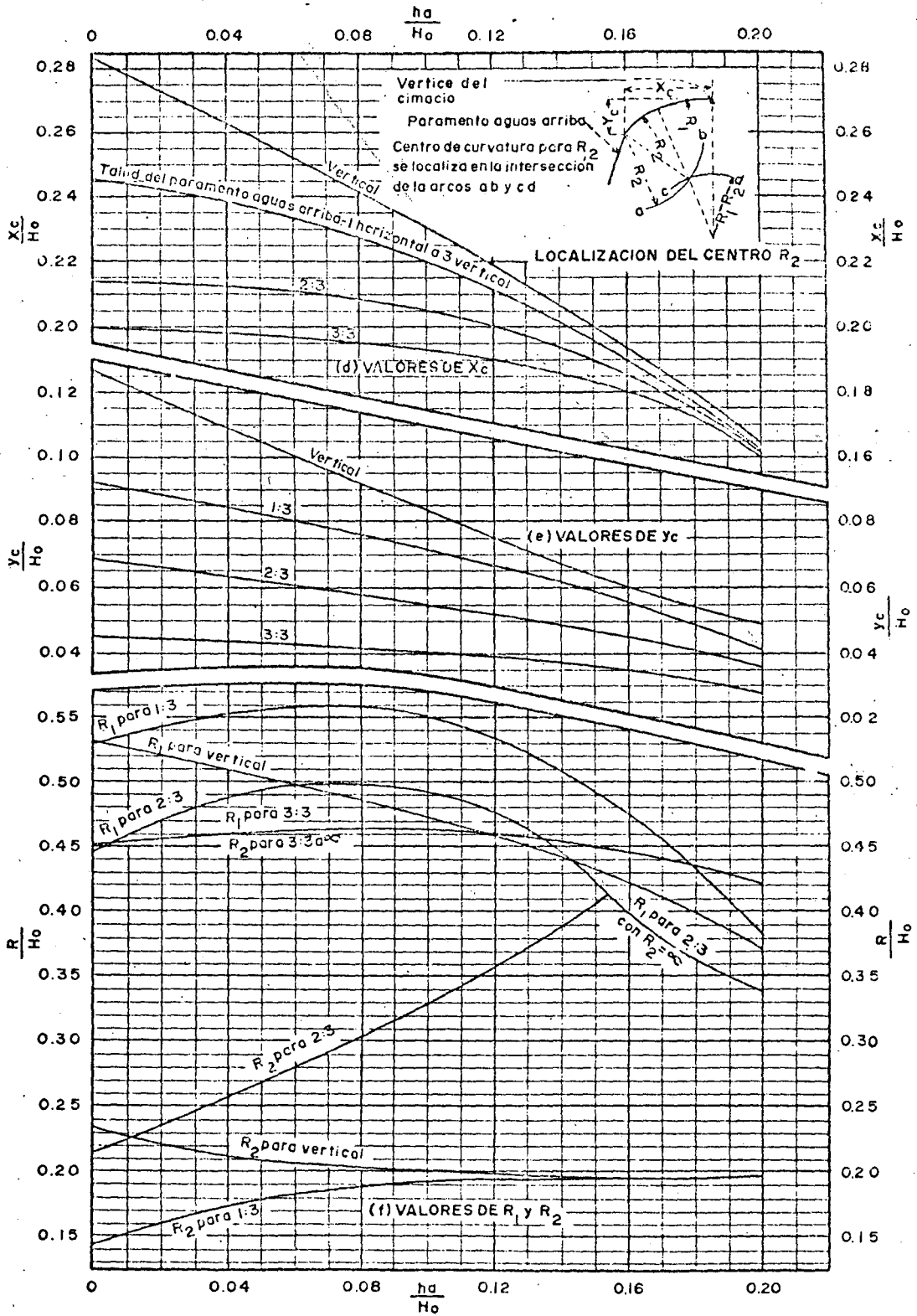
$$\frac{dy}{dx} = 0.936 \left(\frac{x}{H_0} \right)^{0.85}$$



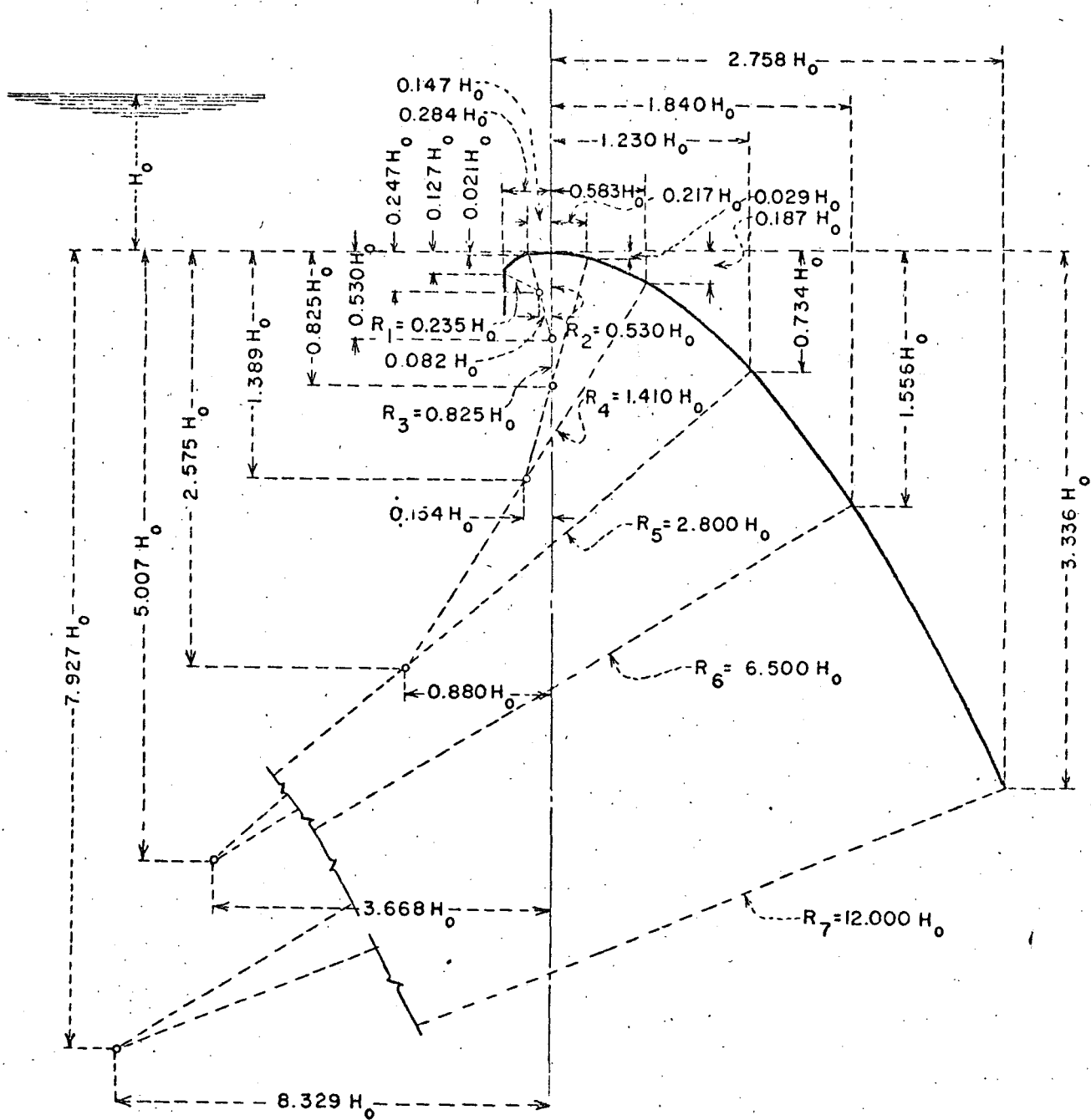
ELEMENTOS PARA CONFIGURAR EL PERFIL DEL CIMACIO



GRAFICAS PARA DEFINIR LOS FACTORES DE LA ECUACION DEL PERFIL DEL CIMACIO.
 (Hoja 1 de 2)

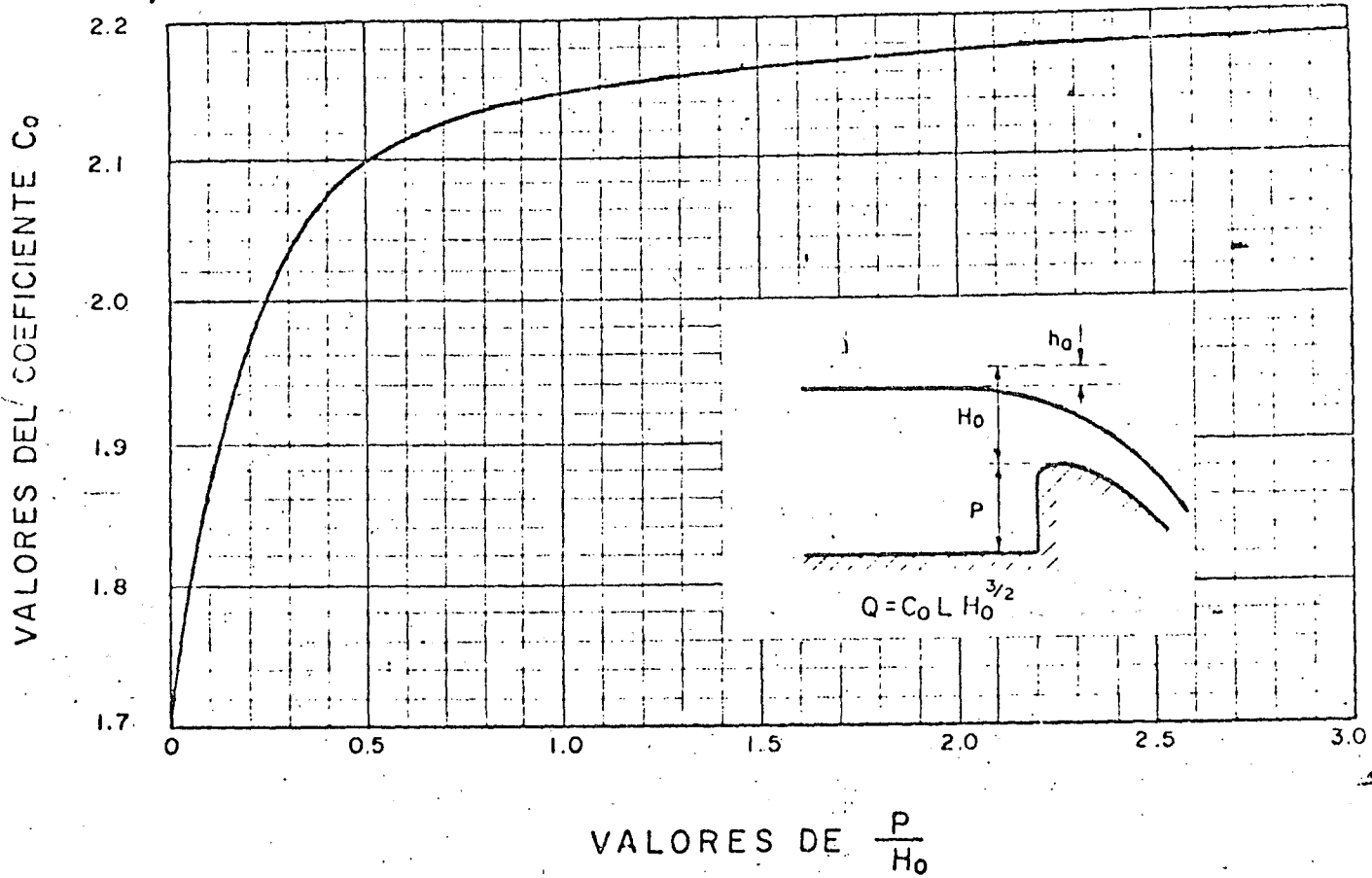


FACTORES PARA LA DEFINICION DE LA CONFIGURACION DEL PERFIL DEL CIMACIO DE LA CRESTA VERTEDORA HACIA AGUAS ARRIBA-



Curva compuesta, para el trazo del perfil de la cresta vertedora

(Paramento aguas arriba vertical.)
(Sin velocidad de llegada.)



COEFICIENTES DE DESCARGA PARA LAS CRESTAS EN PARED VERTICAL

Fig. 189.

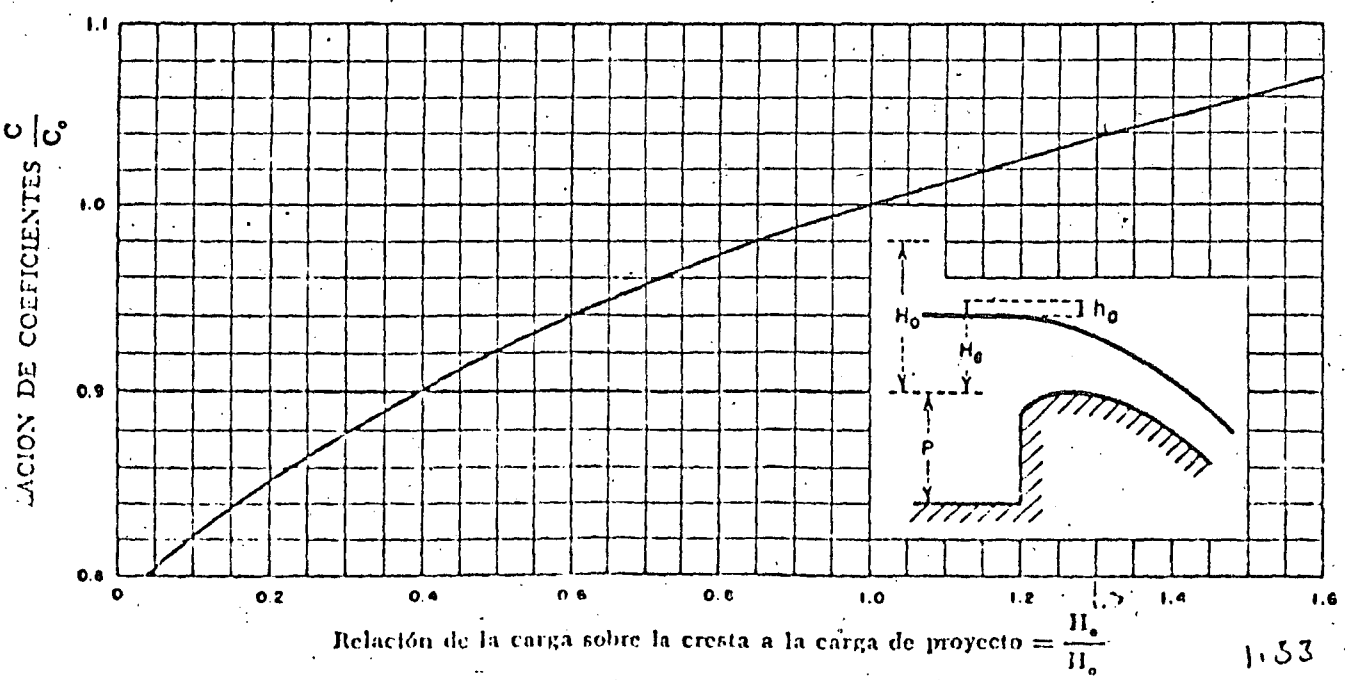


Fig. 190. Coeficientes de descarga para cargas diferentes de la de proyecto

1.53 máx conv.
para depresión

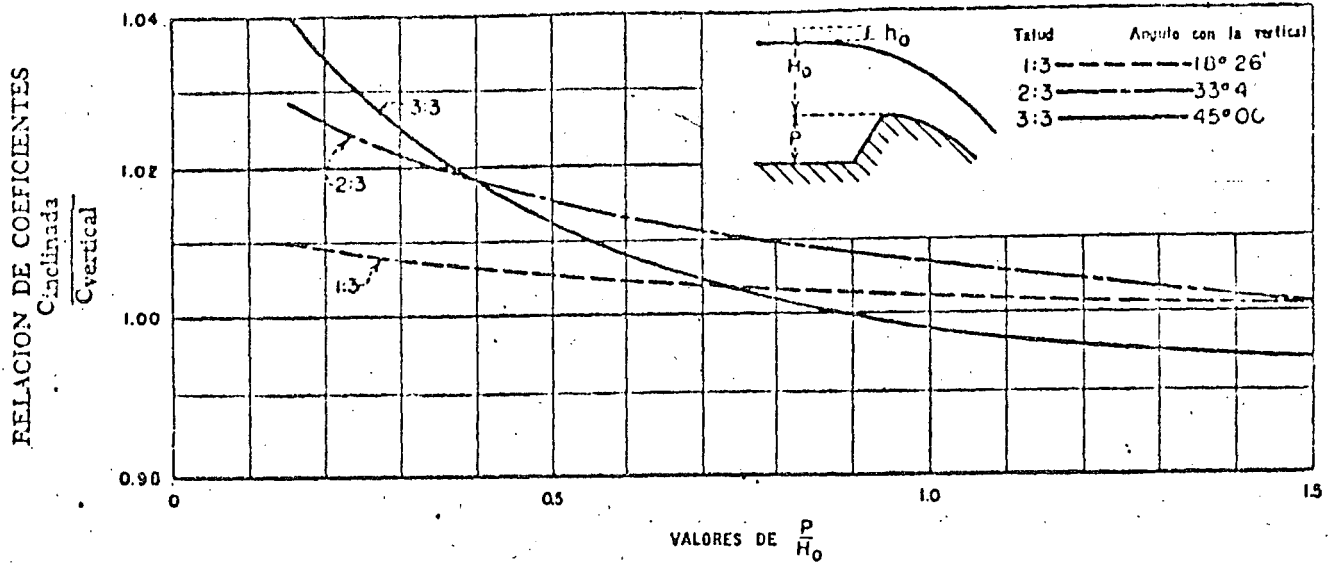


FIG. 191. Coeficiente de descarga para una cresta de cimacio con paramento de aguas arriba inclinado

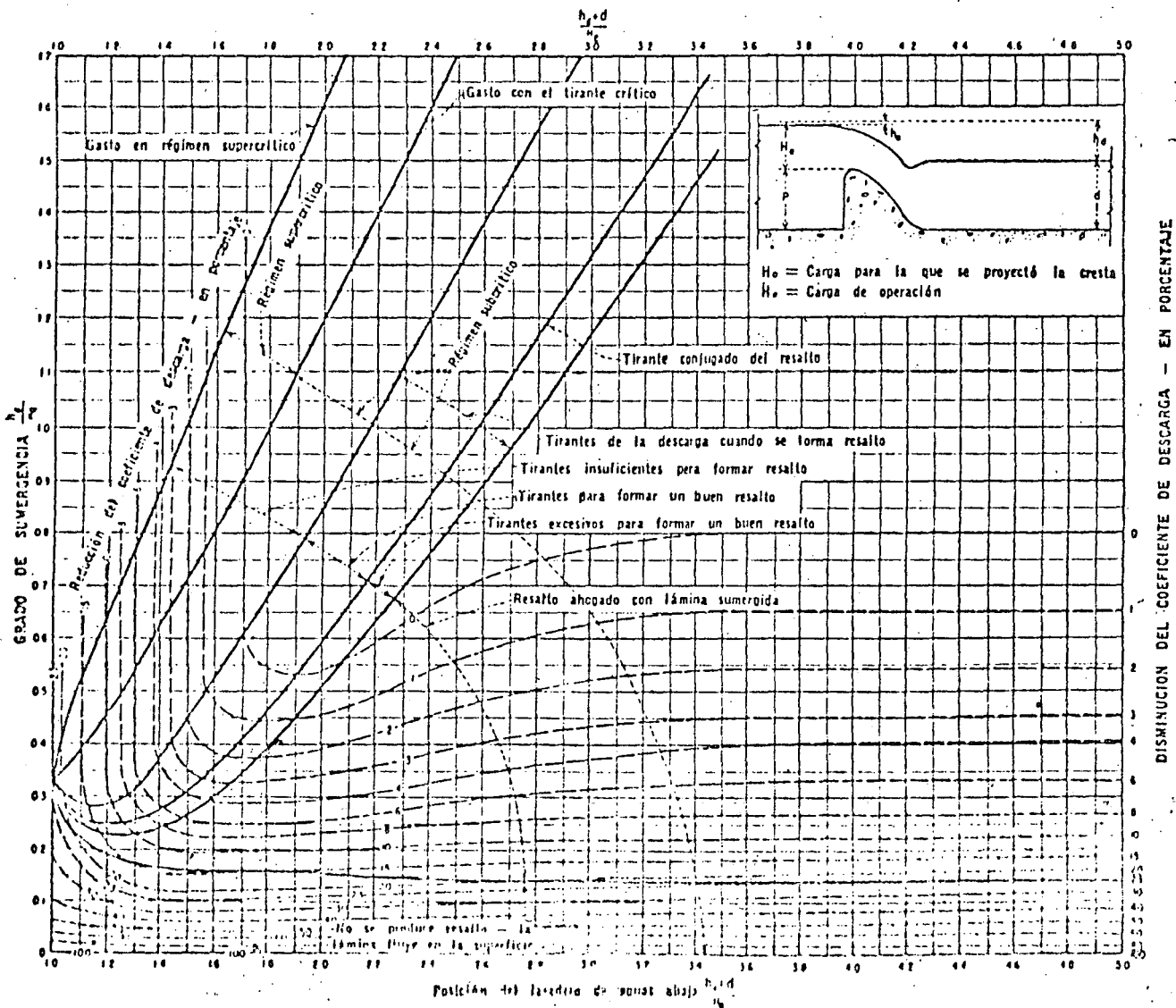


FIG. 192. Efectos de los factores de aguas abajo en la capacidad de los vertederos

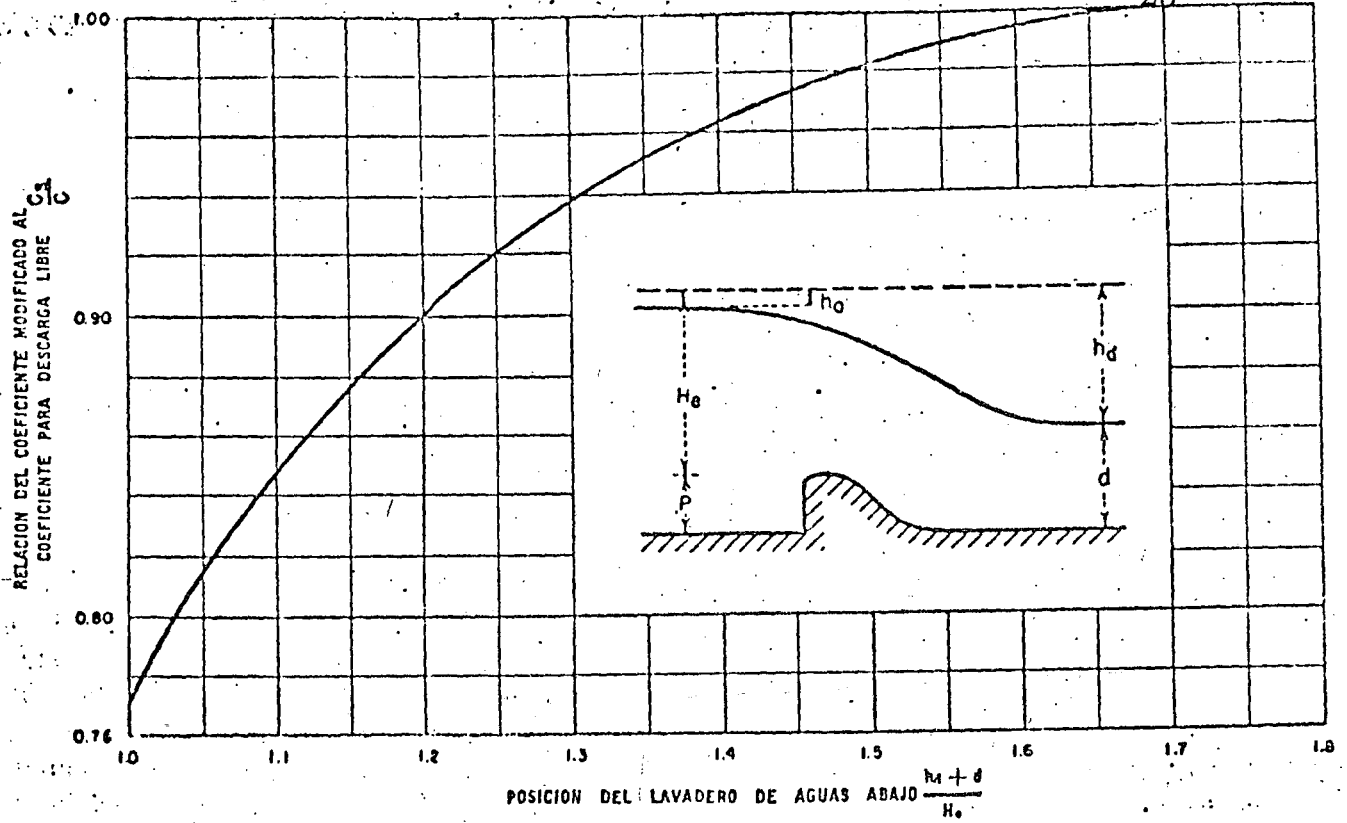


FIG. 193. Relación de los coeficientes de descarga debida al efecto del lavadero

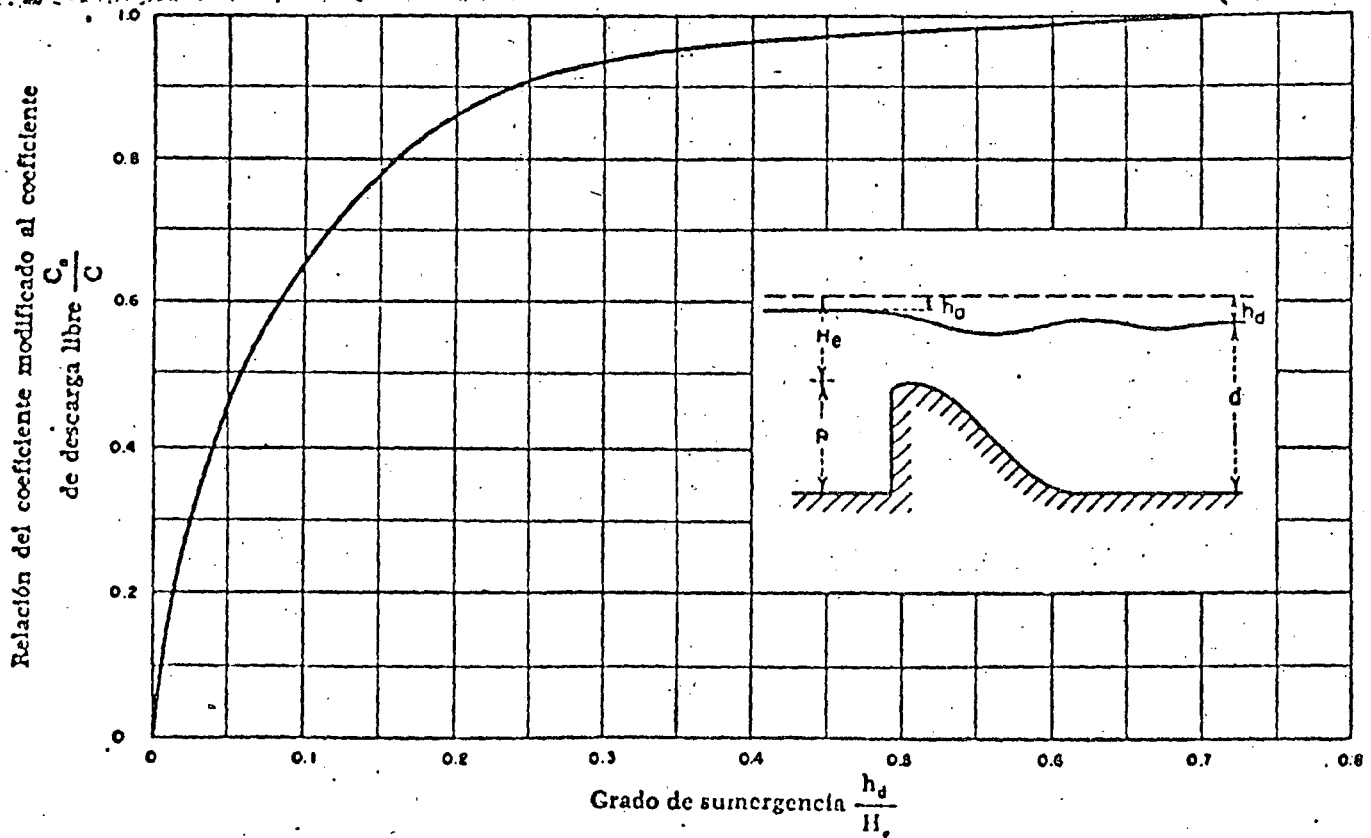


FIG. 194. Relación de coeficientes de descarga debida al efecto del agua de la descarga

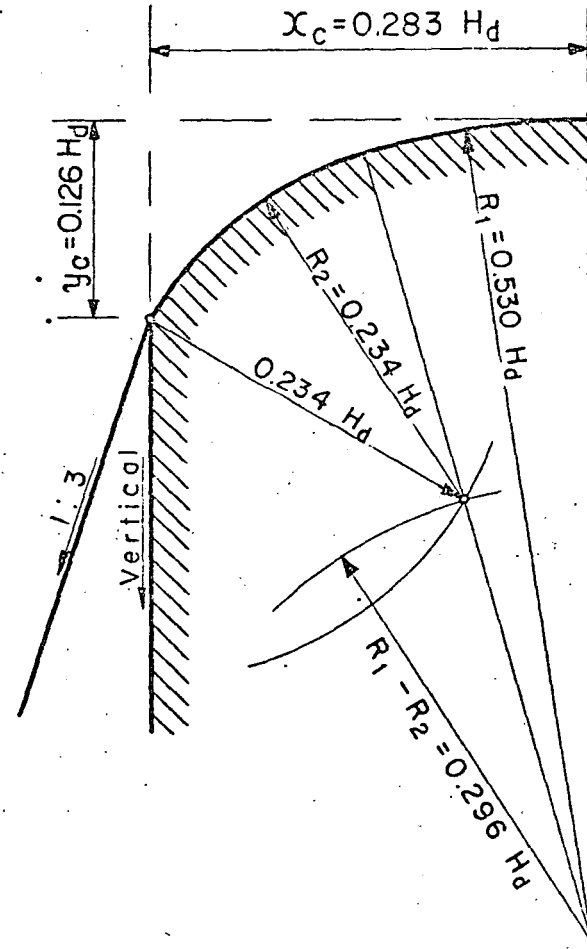
Diseño del perfil de un cimacio usando

la formula de Scimemi : $y = 0.5 \frac{x^{1.85}}{H_d^{0.85}}$

H_d = carga de diseño.

x/H_d	y/H_d	x/H_d	y/H_d	x/H_d	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

Diseño del perfil aguas arriba de la cresta
vertedora. Talud vertical aguas arriba,
ó 1:3



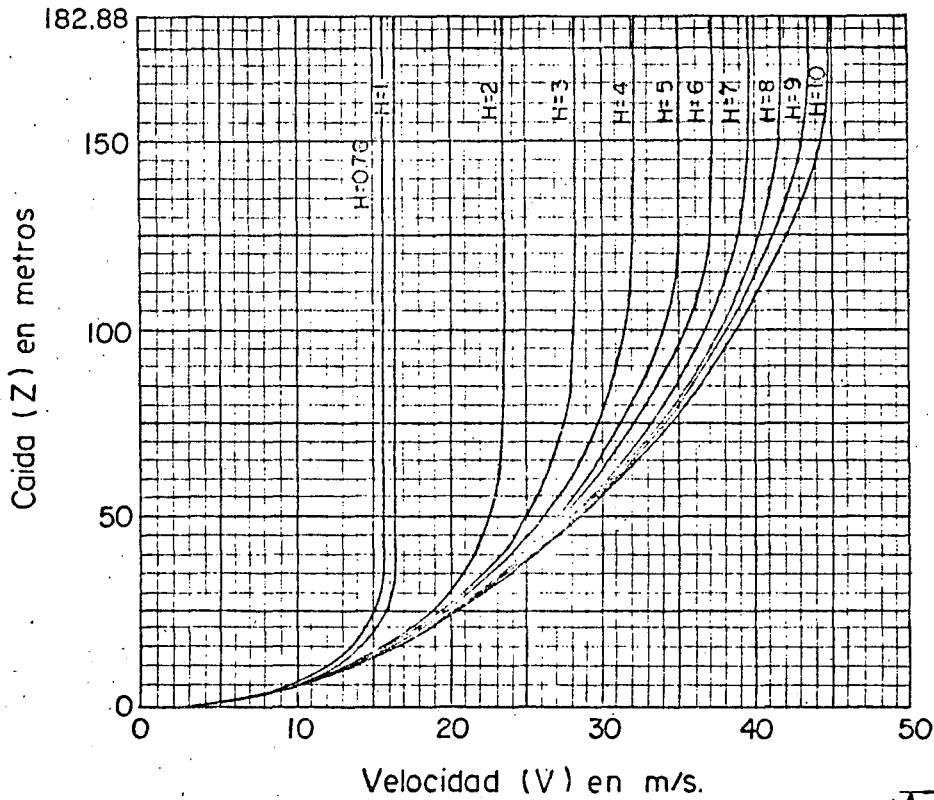
Tablas para encontrar la tangencia del perfil de un cimacio, con un talud cualquiera.

Fórmula del cimacio

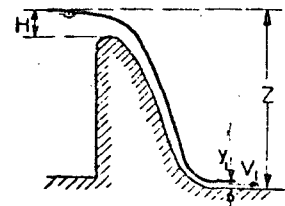
$$X^{1.85} = 2H_d^{0.85} Y \quad (\text{Scimemi})$$

$$\frac{X_t}{H_d} = \frac{1}{(0.925 T)^{0.85}} ; \frac{Y_t}{H_d} = \frac{0.5}{(0.925 T)^{1.25}}$$

T	$\frac{X_t}{H_d}$	$\frac{Y_t}{H_d}$	T	$\frac{X_t}{H_d}$	$\frac{Y_t}{H_d}$
0.50	2.4773	2.6782	0.76	1.5137	1.0766
0.51	2.4203	2.5652	0.77	1.4906	1.0464
0.52	2.3656	2.4591	0.78	1.4682	1.0175
0.53	2.3132	2.3592	0.79	1.4464	0.9896
0.54	2.2629	2.2652	0.80	1.4251	0.9629
0.55	2.2146	2.1765	0.81	1.4044	0.9372
0.56	2.1681	2.0928	0.82	1.3843	0.9125
0.57	2.1234	2.0137	0.83	1.3647	0.8888
0.58	2.0804	1.9389	0.84	1.3456	0.8659
0.59	2.0390	1.8681	0.85	1.3270	0.8439
0.60	1.9991	1.8010	0.86	1.3089	0.8227
0.61	1.9606	1.7373	0.87	1.2912	0.8022
0.62	1.9234	1.6769	0.88	1.2739	0.7825
0.63	1.8876	1.6195	0.89	1.2571	0.7635
0.64	1.8529	1.5650	0.90	1.2407	0.7452
0.65	1.8194	1.5130	0.91	1.2247	0.7275
0.66	1.7870	1.4636	0.92	1.2090	0.7104
0.67	1.7557	1.4165	0.93	1.1938	0.6938
0.68	1.7254	1.3715	0.94	1.1788	0.6779
0.69	1.6960	1.3286	0.95	1.1642	0.6624
0.70	1.6675	1.2877	0.96	1.1500	0.6475
0.71	1.6399	1.2485	0.97	1.1361	0.6331
0.72	1.6132	1.2111	0.98	1.1224	0.6191
0.73	1.5872	1.1753	0.99	1.1091	0.6056
0.74	1.5620	1.1410	1.00	1.0961	0.5925
0.75	1.5375	1.1081			



H= Carga, en metros, sobre la cresta del vertedor.



NOTA:-
Tomada de OPEN CHANNEL HYDRAULICS
de Ven-Te-Chow y traducido por el Ing.J.M.Zamudio M.
en enero de 1972, (gráficamente)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION GENERAL DE PEQUENA IRRIGACION
DIRECCION DE PROYECTOS

CURVAS PARA DETERMINAR LA VELOCIDAD DEL AGUA
EN EL PIE DE LOS VERTEDORES CON TALUDES
COMPRENDIDOS ENTRE 0.8:1 Y 0.6:1

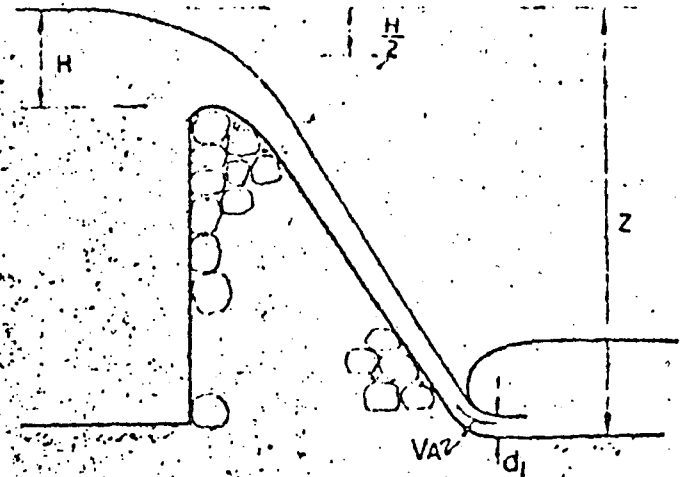
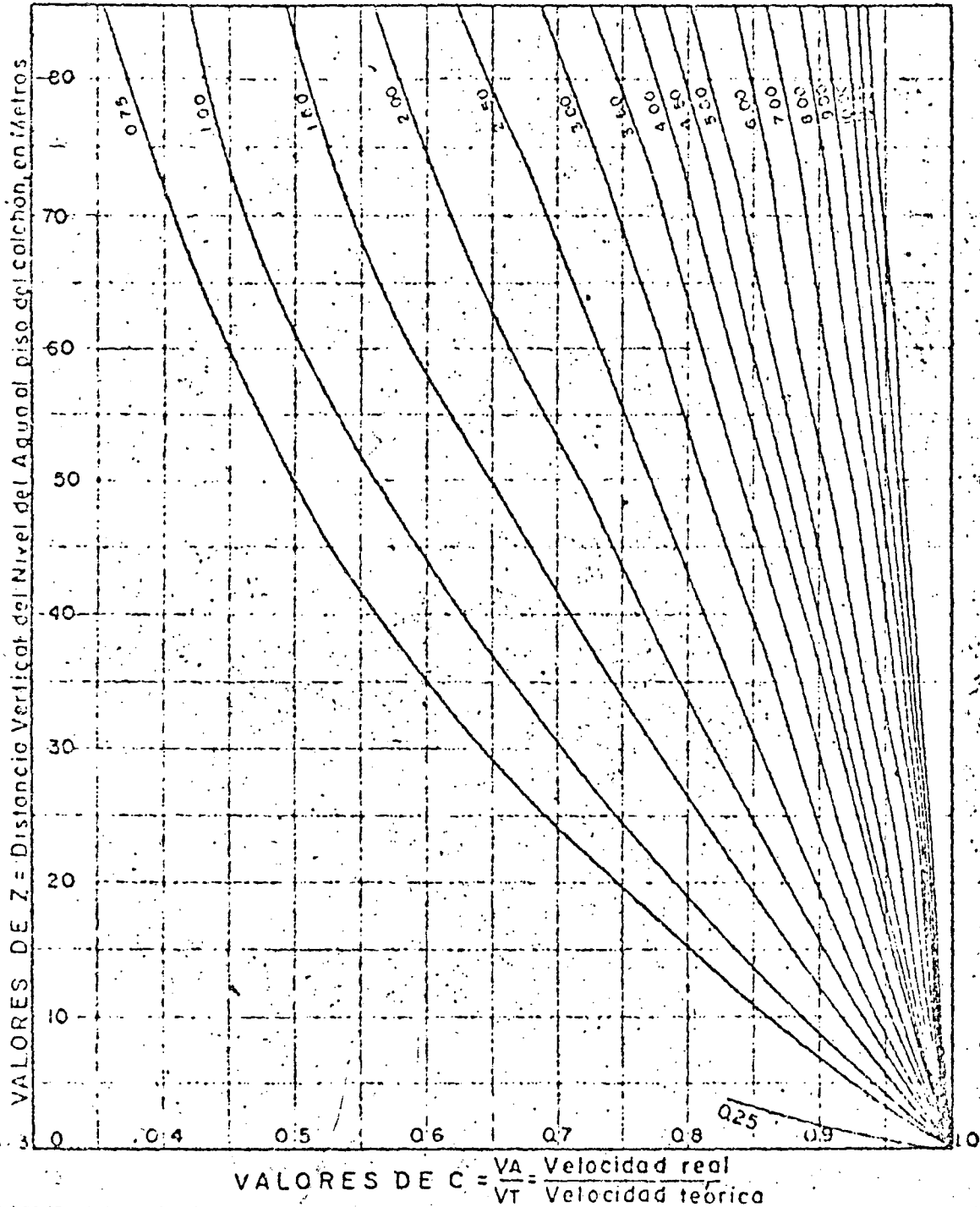
Verifico: 
DIRECTOR DE PROYECTOS

Conforme: SUBDIRECTOR GENERAL Aprobó: DIRECTOR GENERAL

MEXICO, D.F.
ENERO-1972

PT - 201

CARGA SOBRE LA CRESTA EN METROS



$$V_T = \sqrt{2g(Z - \frac{H}{2})}$$

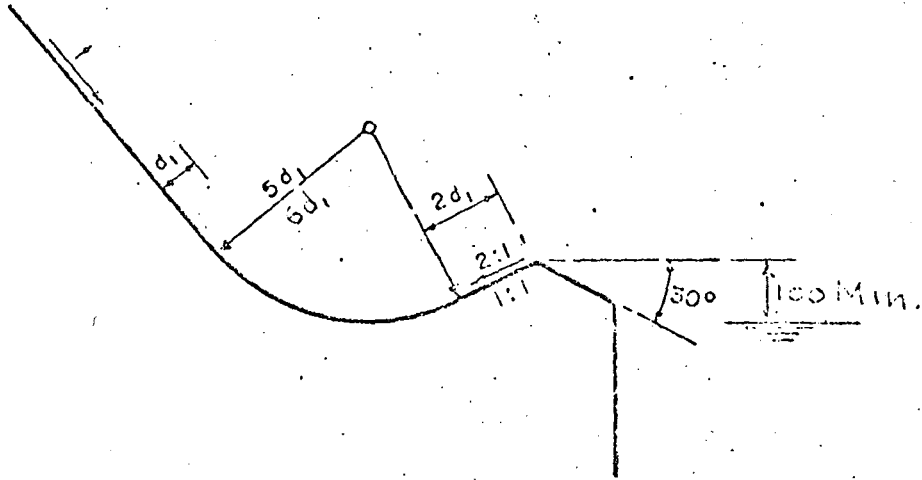
$$V_A = C V_T, \quad q = \frac{Q}{L}, \quad d_1 = \frac{q}{V_A}$$

Curvas para determinar la velocidad de llegada del agua al pié del paramento vertical, para taludes del mismo de 0.6:1 o 0.8:1.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE PEQUENA IRRIGACION

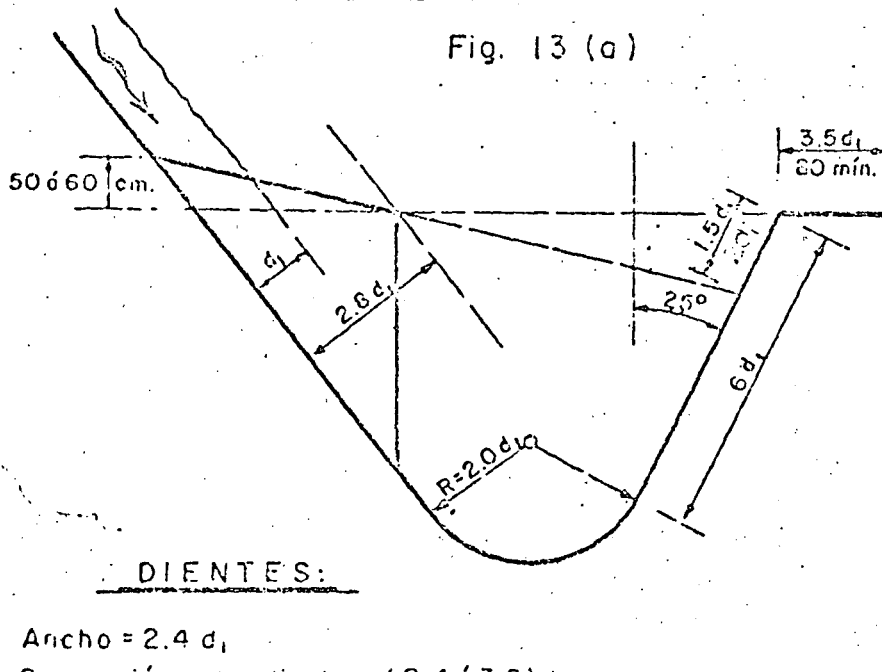
ESPEORES DE LAMINA DE
AGUA EN MUROS VERTEDORES

conforme: DIRECTOR DE IRRIGACION JULIO CONSUELO
Aprobo: SECRETARIO
MEXICO, D.F. SEPT. DE 1965



SALTO DE ESQUI

Fig. 13 (a)



DIENTES:

Ancho = $2.4 d_1$

Separación entre dientes = $(2.4 \text{ ó } 3.0) d_1$

$$d_1 = \frac{q}{C_v \sqrt{2gh}}$$

h = N.A.M.E. - Elev. fondo cubeta.

Para ensayar y sacar resultados prácticos.

C_v = Coeficiente obtenido de la gráfica en la Fig. 14

DEFLECTOR

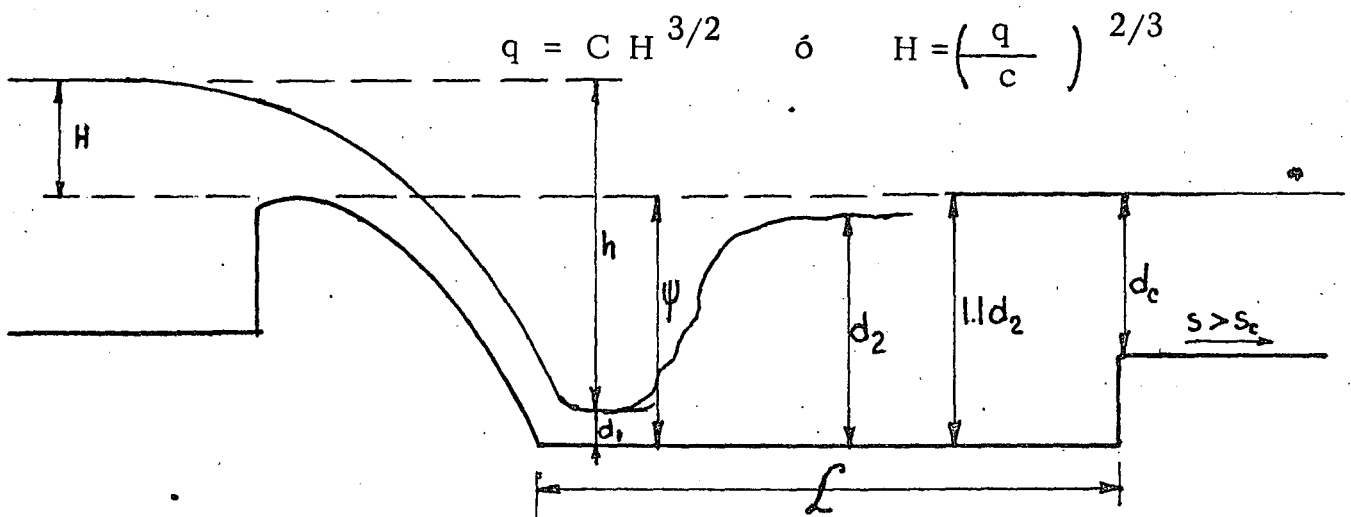
Fig. 13 (b)

Se puede continuar el estudio con un vertedor de cimacio Creager, diseñado por Scimemi o por cualquier otro procedimiento, de cresta recta, seguido por un tanque disipador de energía cinética, continuada por el canal de salida. Tanque y canal de salida, son de igual ancho que la longitud de la cresta. El canal puede tener pendiente menor o mayor a la crítica, según sea el material ó roca en el que esté excavado. El agua al final del canal escurre por la ladera. Puede calcularse con bastante exactitud el funcionamiento, del canal de salida, pero como caso extremo puede suponerse que va a trabajar en régimen rápido y que se produce el tirante crítico en el umbral de salida del tanque .

$$q = \frac{Q}{L} \quad Q = \text{gasto máximo}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

En el cimacio se tiene :



En vista de que el cimacio se diseña para que

haya muy poca fricción entre agua y concreto, se puede usar la fórmula de la caída libre.

$v = \sqrt{2gh}$; además : $h = H + \psi + d_1$ y se procura lograr que

$$1.1 \ d_2 = \psi$$

Se propone: h

Se calcula $v = \sqrt{2gh}$

$$\text{Area transversal} = d_1 = \frac{q}{v}$$

Se calcula d_2

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2 d_1 v_1^2}{g}}$$

1.1 d_2 se compara con ψ . Si es mayor que ψ se aumenta h. Si es menor, se disminuye. Se continúan los tanteos hasta lograr la igualdad.

El umbral final del tanque debe quedar (d_c) abajo del nivel del agua alcanzado con 1.1 d_2

$$\text{La longitud del tanque será} = \mathcal{L} = 6(d_2 - d_1)$$

También puede considerarse un vertedor con cresta curva en planta, con radio R_1 , de manera que los radios extremos formen un ángulo menor de 50° . Ángulos mayores ofrecen dificultades grandes. Se pasa a continuación a una transición que nos permite reunir todas las aguas en el canal de salida. Las paredes de esta transición son curvas, con radio R_2 .

El ancho del canal de salida debe aproximadamente ser de la tercera parte de L (Longitud de cresta) $B = \frac{L}{3}$.

Muros y cresta deben ser perpendiculares en sus intersecciones.

$$\frac{2 \pi R_1 \times 50}{360} = \frac{R_1 \pi}{3.6} = L$$

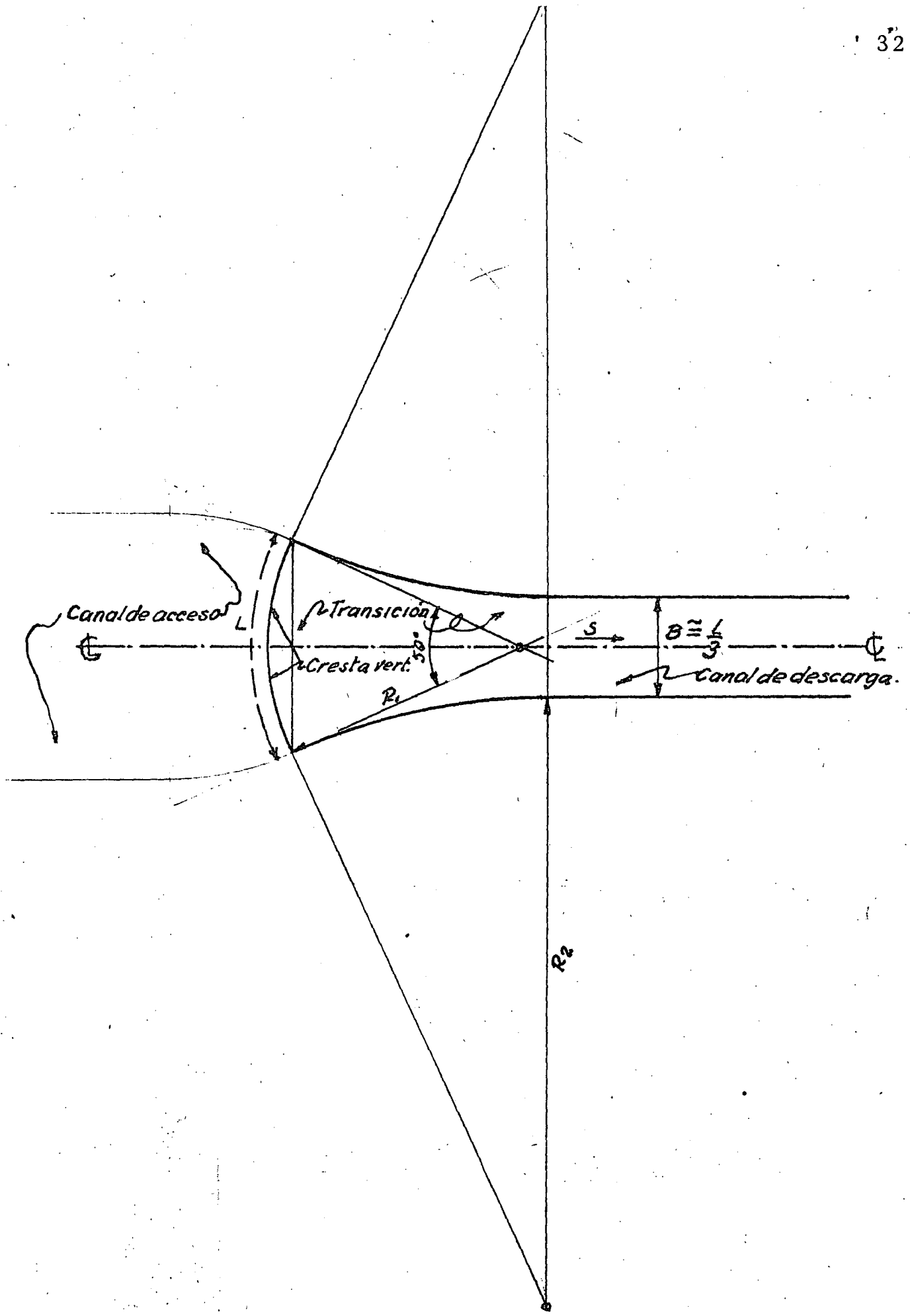
$$R_1 = \frac{3.6 L}{\pi}$$

$$R_2 + \frac{L}{6} = R_1 \sin 25^\circ + R_2 \cos 25^\circ$$

$$R_2 - R_2 \cos 25^\circ = R_1 \sin 25^\circ - \frac{L}{6}$$

$$R_2 = \frac{R_1 \sin 25^\circ - L/6}{1 - \cos 25^\circ}$$

Seguirá el canal con plantilla B , hasta su final ó hasta donde sufra alguna modificación especial.



Si se tiene cimacio en el principio, la L que se considere será $L = L' - 2 t D$

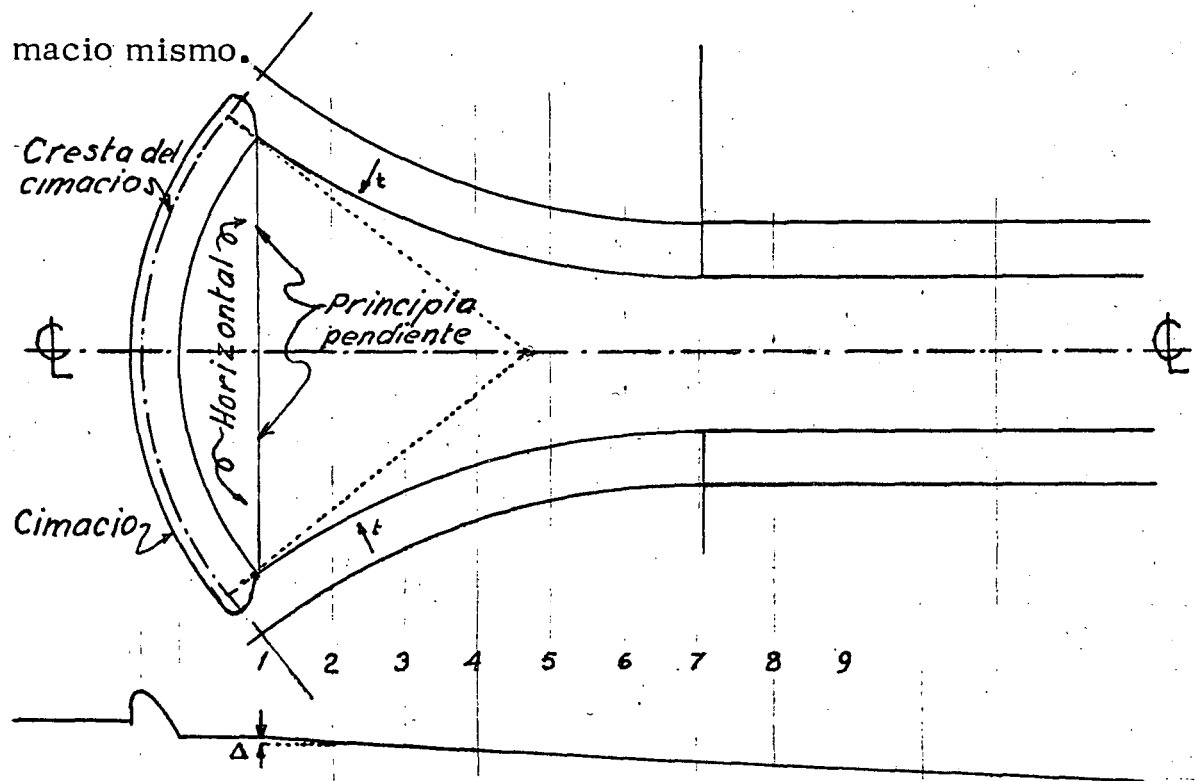
L' = longitud de la cresta vertedora.

L = longitud de la curva al nivel del piso del canal.

t = talud de los muros.

D = Desnivel entre la cresta y el piso en la intersección del eje de la cresta vertedora con la curva de los muros.

El piso : Deberá considerarse una parte horizontal entre la cuerda correspondiente al final del cimacio y el final del cimacio mismo.



Ahí se iniciará la pendiente del fondo que será variable.

Se estudia el fondo empleando Bernoulli, considerando secciones planas, verticales, perpendiculares al eje longitudinal ó línea central del vertedor.

$$\Delta_1 + d_{c1} + h_{vc1} = d_{c2} + h_{vc2} + h_{f(1-2)} + h_e$$

d_c , para cada sección, se obtiene por medio de $\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$, para el Q máximo.

$\frac{Q^2}{g}$, son datos.

Se propone una d y se calcula $\frac{A^3}{T}$ se continúa por aproximaciones sucesivas hasta igualar con $\frac{Q^2}{g}$.

La d que resuelva la igualdad será d_c

Así para cada sección y se obtiene d_{c1} , d_{c2} , d_{cn} y las áreas A_{c1} , A_{c2} , A_{c3} , A_{cn}

Las velocidades serán :

$$\frac{Q}{A_{c1}} = v_{c1} ; \quad \frac{Q}{A_{c2}} = v_{c2} ; \quad \dots \quad \frac{Q}{A_{cn}} = v_{cn}$$

y las cargas de velocidad serán :

$$h_{vc1} = \frac{v_{c1}^2}{2g} ; \quad h_{vc2} = \frac{v_{c2}^2}{2g} \quad \dots \quad h_{vcn} = \frac{v_{cn}^2}{2g}$$

La h_{f1} se calculará entre cada dos secciones

Por ejemplo entre la (1) y la (2)

Se obtendrán

$$P_1 \text{ Y } P_2$$

y los radios hidráulicos

$$r_1 = \frac{A_1}{P_1} ; \quad r_2 = \frac{A_2}{P_2} ; \quad r_m = \frac{r_1 + r_2}{2} ; \quad \text{y } r_m^{2/3}$$

$$v_m = \frac{v_1 + v_2}{2}$$

y con Manning
$$h_f = \frac{v_m^n}{r_m^{2/3}}$$

n es el coeficiente de rugosidad de Manning, para el material y acabado del canal. L es la separación entre secciones

La h_e = pérdida de carga por contracción, se puede obtener con
$$h_e = 0.5 \left(\frac{v_{c2}^2}{2g} - \frac{v_{c1}^2}{2g} \right)$$
 con los datos que ya se tienen

$$\Delta_1 = d_{c2} - d_{c1} + h_{v_{c2}} - h_{v_{c1}} + h_{f(1-2)} + h_e$$

La sección (2) deberá estar más abajo que la (1), para que entre ambas se establezca el tirante crítico para el gasto máximo.

Si se desea saber cuál es la pendiente, se hará -
$$S = \frac{\Delta_1}{L(1-2)}$$
 ; L_{1-2} = distancia entre las secciones estudiadas

Así se hará para todos los demás tramos, hasta llegar a la parte de ancho constante, a partir de ahí se podrá dar una pendiente que sea mayor de S_c , que ya es constante. En todo el fondo conviene que la pendiente sea : $S > 0.04$

El canal de acceso debe ser amplio y simétrico para permitir un funcionamiento bueno. La profundidad "p" conviene que sea importante para que no disminuya la eficiencia del vertedor (que no disminuya la C)

Los estribos extremos deben ser cuidadosamente diseñados.

Vertedor en cortinas de gravedad.

En una cortina de gravedad vertedora, la obra de excedencias puede estar alojada en el cuerpo mismo de la presa.

Como está a una altura muy grande con relación al acceso, no influye casi la velocidad de llegada; puede despreciarse. La carga física es igual a la carga teórica.

El vertedor se inicia en la presa misma. Su perfil se calcula como ya se indicó y no influyen en el diseño ninguna de las causas indicadas, excepto la inclinación del paramento de entrada, como se verá más adelante.

El perfil del cimacio en su parte final, debe ser tangente al paramento de aguas abajo de la cortina. Se calculará el perfil del cimacio hasta el punto de tangencia. Todo el cimacio se moverá hacia adelante ó hacia atrás para lograr la tangencia con el talud. De esto podrán resultar tres posiciones de la parte inicial.

1a) que quede muy adentro del perfil. Para completarlo habrá necesidad de hacer un acceso en plano inclinado y se requerirá hacer el ajuste necesario al coeficiente de gasto y al perfil y repetir todo el proceso.

2a) Que el inicio del perfil coincida con el paramento de aguas arriba. No habrá necesidad de tomar ninguna providencia.

3a) Que el principio del perfil salga hacia aguas arriba del paramento mojado. - Habrá que hacer una nariz como la que se indica en el dibujo. También podría hacerse más robusta la cortina.

Los muros guía que van sobre el talud de --
aguas abajo, deben ser paralelos y el mismo ancho de la longitud del ver-
tedor, para formar el canal de salida. A veces, se requiere cerrarlos un
poco y se hace con muros guía rectos, que se cierran 10° como máximo, -
en planta, hasta llegar al dispositivo amortiguador ó deflector, que puede
ser un salto de esquí libre, un salto ahogado, un deflector de pie ó un tan-
que amortiguador.

Como las cortinas de gravedad en general se -
deben cimentar sobre roca de buena calidad, es muy usado el dispositivo
de flector de salto de esquí libre, que permite lanzar el agua del vertedor
a una lugar suficientemente alejado del paramento de aguas abajo de la -
cortina, para alejar las posibilidades de una erosión al pie de la presa.

Es un deflector con su concavidad hacia arri-
ba. Es un manto de cilindro de eje horizontal, de radio 2.5 a 3 veces el
tirante que tenga el agua vertida, a esa altura, para el gasto máximo.

Es tangente en su principio al talud de la corti-
na ó más bien al piso del canal de salida y su final puede quedar con una
inclinación entre 30 y 45° . Con esta última es como arroja el agua a ma-
yor distancia .

Conviene que el deflector esté colocado lo más
abajo posible, para que aleje lo más que se pueda el golpe del agua de la -
obra y para que el golpe vertical sea el mínimo posible. Lo más bajo que pue-
de quedar, es un metro arriba del nivel que para el gasto máximo alcance el
agua en el río ó en la descarga, con el fin de evitar ahogamiento parcia-
les, que pueden provocar cavitaciones y funcionamientos defectuosos.

El salto de esquí para gastos grandes, produce un manto de agua que tiene una trayectoria parabólica de eje vertical con su vértice hacia arriba. La fórmula general del tiro parabólico, que podría aplicarse a la vena media del chorro es :

$$Y = X \tan \Theta - \frac{X^2}{4h_v \cos^2 \Theta}$$

El Bureau of Reclamation da :

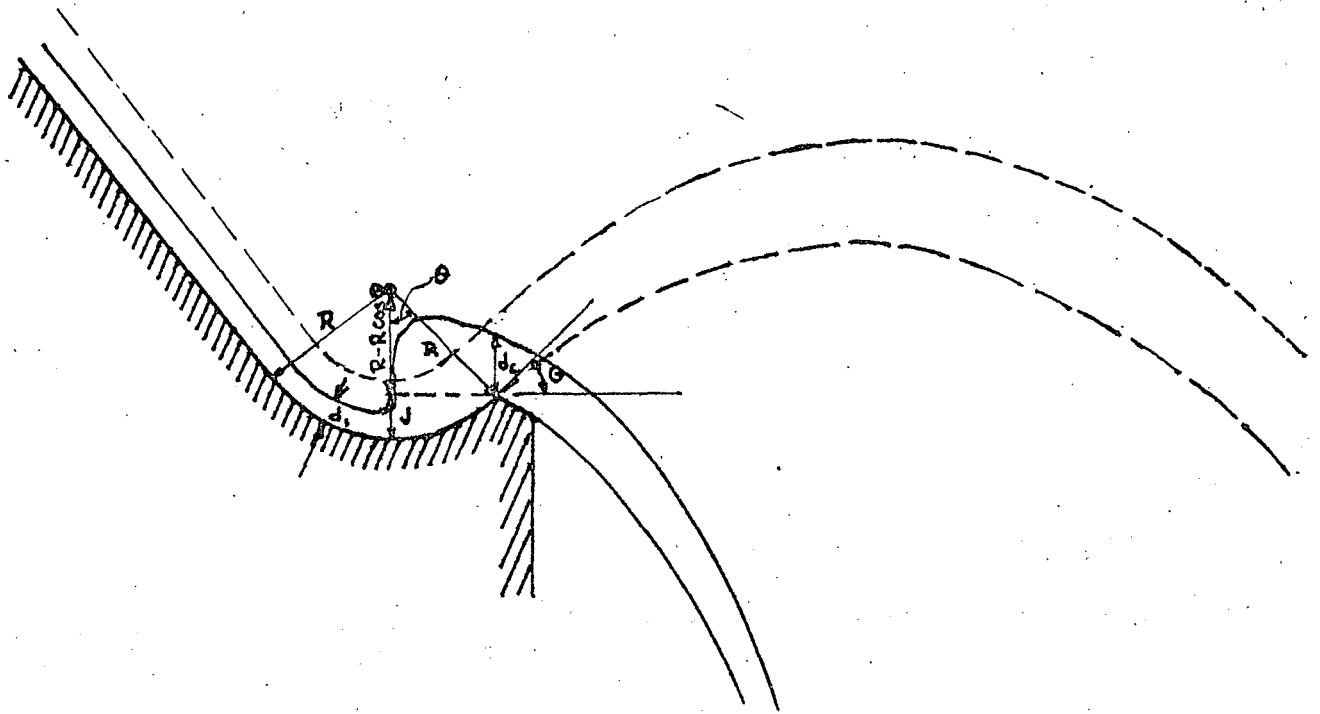
$$Y = X \tan \Theta - \frac{X^2}{K [4 (d+h_v) \cos^2 \Theta]}$$

En la que considera incluida la carga de velocidad y el tirante, así como un coeficiente K , para absorber la resistencia del viento y que hacen iguala 0.9

Esta fórmula está dada en función de la velocidad que tiene el agua al salir del deflector y que es aproximadamente igual a la que tiene en el fondo de la cubeta. Se podría calcular el funcionamiento del canal de salida, usando el teorema de Bernoulli, pero este no es muy aplicable porque el agua se emulsiona de aire. Se usa una gráfica como la que se anexa, que es resultado de datos prácticos.

Las gráficas vienen explicadas.

Con ellas se obtienen el tirante d , y v . Para gastos pequeños el deflector funciona de otro modo : En él se produce un salto hidráulico y el agua sale por el umbral pegada a la superficie :



El deflector se calcula de modo que un gasto pequeño se despegue y se proyecte alejado de la presa. Se escoge ese gasto como de $\frac{1}{15}$ ó $\frac{1}{20}$ del gasto máximo y se calcula cuál es el radio que se debe dar para que se produzca el despegue. De otro modo; cuál es el deflector para que se produzca como límite el salto hidráulico dentro de él.

Si se escogió como límite $\frac{1}{15}$ del gasto: $q_1 = \frac{q}{15}$

Por el lado de la entrada, se calcula d_1 ó sea el tirante que tendría el agua a la altura del fondo del deflector que se propone.

Con ese d_1 y v_1 , se calcula $d_2 =$

$$d_2 = \frac{-d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2v_1^2 d_1}{g}}$$

Por el lado de salida, se calcula d_c , porque en el umbral debe producirse ese tirante.

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q_1^2}{2g}} \quad \text{y} \quad h_{v_c} \frac{d_c}{2}$$

Si establecemos la fórmula de Bernoulli entre las secciones (1) y (2) resulta :

$$d_2 + h_{v_2} = J + d_c + h_{v_c} = J + \frac{3}{2} d_c$$

$$J = d_2 + h_{v_2} - \frac{3}{2} d_c \dots\dots(1)$$

Por otro lado :

$$J = R - R \cos \Theta = R (1 - \cos \Theta) \dots\dots(2)$$

igualando(1)y(2) resulta :

$$d_2 + h_{v_2} - \frac{3}{2} d_c = R (1 - \cos \Theta)$$

$$R = \frac{d_2 + h_{v_2} - \frac{3}{2} d_c}{1 - \cos \Theta} \quad ; \quad \text{y ese será el radio del deflector, que ade-}$$

más debe ser $R \geq 2.5 d_1$; d_1 será el tirante correspondiente al gasto máximo, al nivel del deflector. Si el radio que se calculó con el procedimiento anterior es más pequeño que este último, se diseñará con este - pudiendo recalculer el gasto para el cual se va a producir el despegue, in- virtiendo el proceso.

Hay que comentar que el gasto para el cual se despega el salto, cuando va creciendo la avenida, es más alto que el -

que se requiere para que se pegue cuando va bajando. El cálculo por lo tanto puede tomarse como un promedio aproximado del fenómeno.

Conviene proteger con una losa, terminada con un dentellón profundo, la parte donde ha de caer el gasto no despegado.

En el funcionamiento despegado, el agua — arrastra aire y se emulsiona con él, por lo que el aspecto del manto, es como de plumas ó de lana vareada.

Al caer el agua en el terreno y chocar con el frente de agua que continua por el río, suelta bruscamente el aire y se producen pequeñas explosiones, que destruyen la energía cinética del agua, por lo que a pocos metros del lugar del choque y después de una zona muy agitada, el agua se tranquiliza mucho.

El chorro puede dispersarse un poco si se abren los muros guía laterales al finalizar el dispositivo, ó se concentra si se cierran.

El chorro tiende a producir una erosión en el lugar donde incide sobre el terreno, por lo que se produce un agujero, al que se le dá el nombre de " nido " y que suele tener la forma de un corazón con el vértice hacia el deflector.

En varias obras que se han observado, en los que el río tiene pendiente no muy fuerte, el nido no se ha profundizado más de unos 3 ó 4 m. y se ha conservado en el mismo lugar y con igual profundidad en cerca de 10 años, siendo el fondo el río de roca ó de materiales de acarreo, por lo que se estima que es un buen dispositivo amor

tiguador de energía cinética.

VERTEDOR DE ABANICO.

Es un diseño mexicano, desarrollado en el laboratorio de modelos hidráulicos de Tecamachalco, cuando era Jefe del Departamento el Ing. Fernando Iriart y encargado de los ensayos el Ing. Salvador Ulloa Ortíz. Este último ingeniero hizo una publicación en la revista Ingeniería Hidráulica de México, de la S.R.H., Número 4 de de octubre, noviembre y diciembre de 1956, de los resultados que se obtuvieron en los ensayos y que sirven de guía y apoyo a todos los diseños que se hacen para estos vertedores.

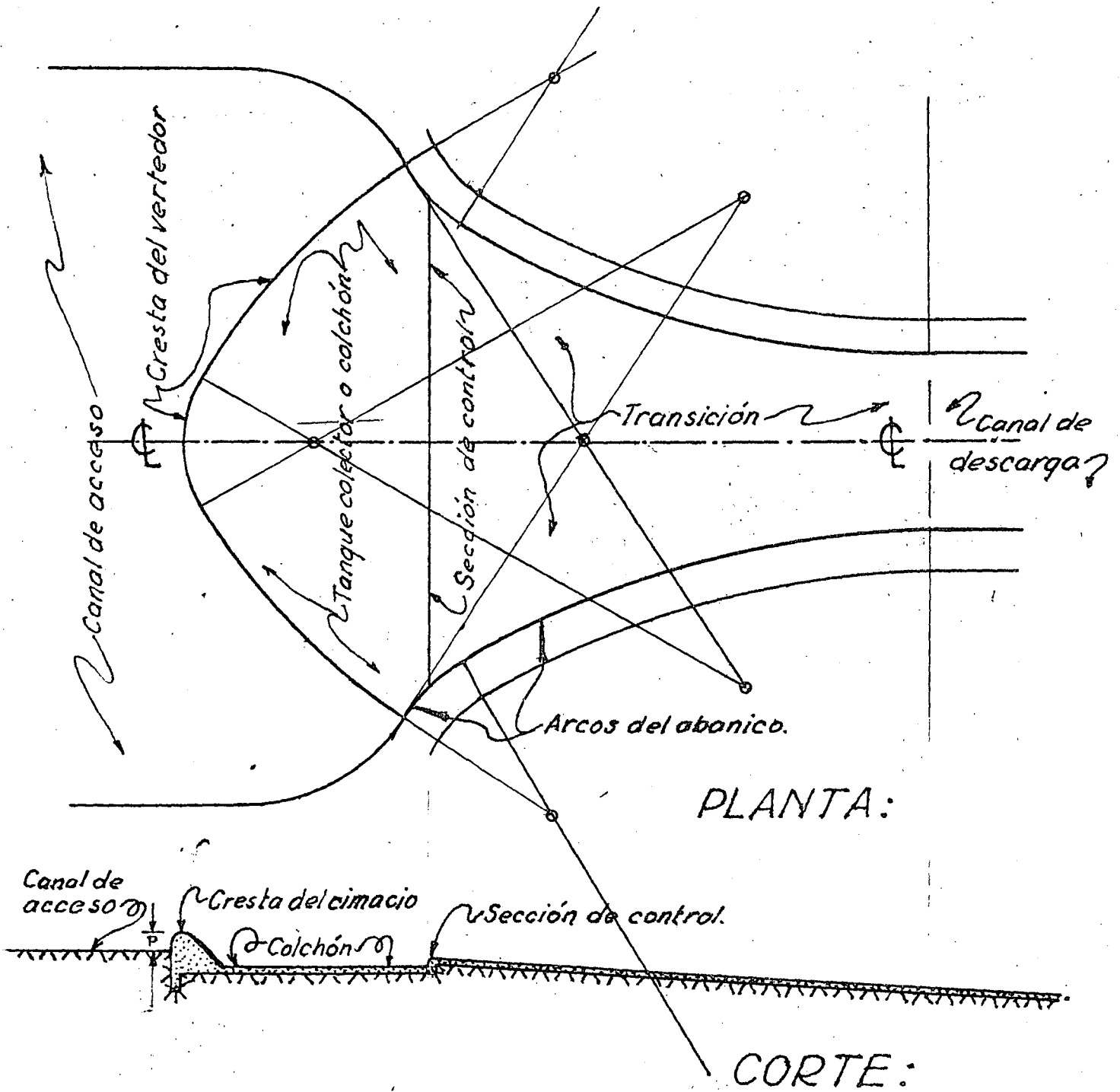
Conviene pues estudiar la teoría y obtener las tablas guía en esa revista. El año de 1977, se hizo una revisión del procedimiento y se hicieron algunas correcciones a las tablas, pero no se han publicado esos datos.

Originalmente se pensó darle en planta a la cresta del cimacio la forma de una parábola y a los muros guía de arcos de clipses, pero posteriormente las tres 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 :

- a. Canal de acceso
- b. Cresta vertedora

- c. Tanque colector ó colchón.
- d. Sección de control.
- e. Arcos del abanico.
- f. Transición.
- g. Canal de descarga.
- h. Canal de salida.



El canal de acceso debe ser amplio y su plantilla a suficiente profundidad para que no se modifique el coeficiente de gasto. Esto se puede obtener con las gráficas del B. of R.

Sin embargo el Ing. Ulloa indica que "P" no debe ser mayor de 2.00 m.

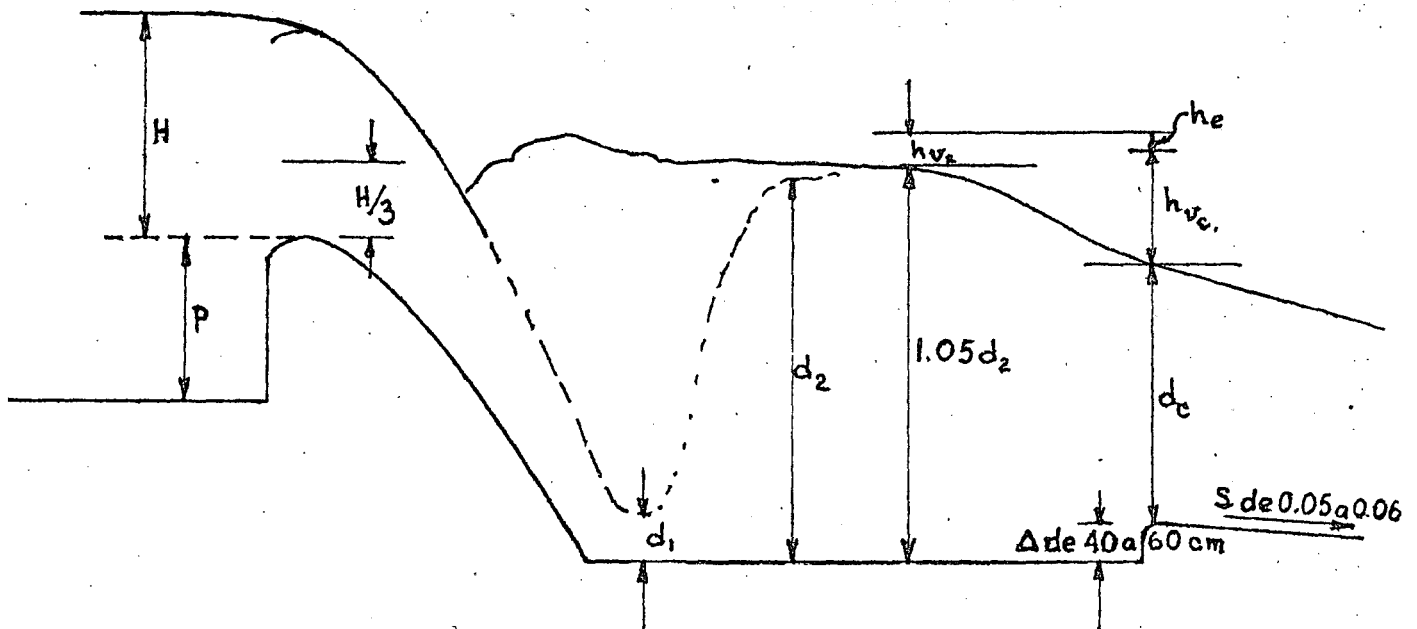
El cimacio se calcula con "C" entre 1.90 y 2.03. Puede afinarse con las gráficas del B. of R., teniendo en cuenta que el talud de entrada es vertical, que la "P" es la determinada y que no deberá ahogarse el manto del agua sobre el vertedor, arriba de $\frac{H}{3}$.

Llega el agua al tanque colector que tiene plantilla horizontal, con d_1 . Por efecto de la plantilla horizontal y de los muros convergentes de la transición, se produce el salto hidraulico en el colchón.

El d_2 incrementado, no debe ahogar el manto más de

la tercera parte.

La sección de control se localiza en un lugar del primer tramo de la "transición" y es continuada por un plano con pendiente fuerte, del orden de 0.06, que es mayor que la crítica, por lo que en la sección de control se produce d_c . Entre el piso de la sección de control y el correspondiente al colchón debe haber un desnivel de unos 40 a 50 cm. para obligar a que el salto hidráulico se produzca al pie del cimacio



Saliéndose de las indicaciones del Ing. Ulloa se sugiere que la elevación de la plantilla del tanque con relación a la cresta vertedora sea :

$$1.05 d_2 - H/3 \text{ abajo de la cresta.}$$

La posición del canal de descarga en su principio sea tal que :

$$1.05 d_2 + h_{v2}(1.05) = \Delta + d_c + h_{vc} + 0.1 (h_{vc} - h_{v2}(1.05))$$

El Ing. Ulloa indica que Δ debe estar comprendida entre 40 y 60 cm. El artículo del Ing. Ulloa completará estas indicaciones.

También puede diseñarse y construirse un vertedor " medio abanico ", siguiendo las mismas normas que para un abanico completo, a la " mitad ", dividiendo gasto, longitud de cresta, longitud de sección de control, ancho de transición, etc., entre 2

VERTEDOR DE CANAL LATERAL

Para poder construir en una boquilla con lateras muy empinadas, un vertedor de cresta de gran longitud, se pensó establecer esa cresta paralelamente a las curvas de nivel y recibir el agua en un canal colocado atrás del cimacio, paralelamente a él, que lleva el nombre de " canal colector "

Cae el agua en este canal y cambia de dirección bruscamente para salir por el canal colector, primero, siguiendo después por el canal de descarga, que debe tener características especiales para desalojar rápidamente el agua vertida.

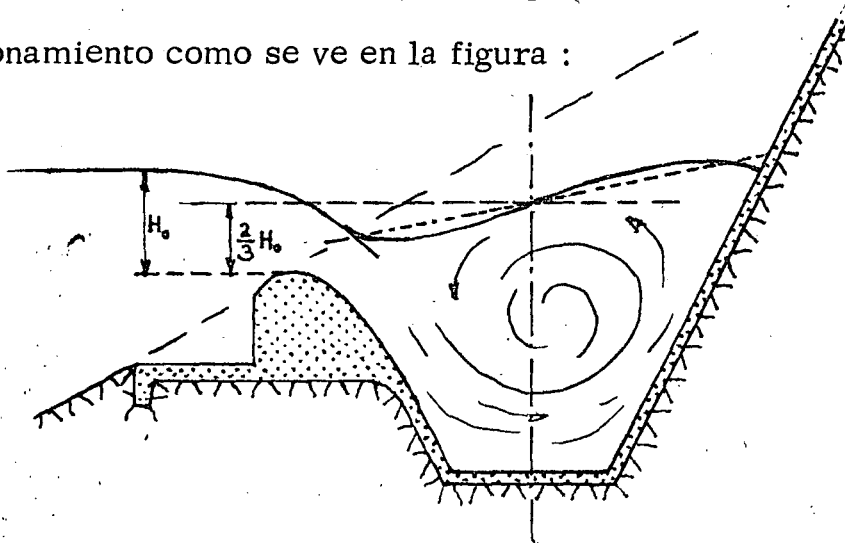
Para llegar a la cresta vertedora, se hace la banqueta ó canal de acceso, que aqui tiene dimensiones pequeñas porque la ladera es muy inclinada. Se llega a la cresta vertedora que tiene las mismas características de un cimacio Creager, teniendo igual carga a todo lo largo de la cresta .

Se descarga en el canal colector, que recibe lateralmente igual cantidad de agua por metro lineal de cresta, pero que al cambiar de dirección el movimiento del agua se van sumando los volúmenes sucesivamente.

Así por ejemplo, en cada ΔX de la cresta vertedora, pasará ΔQ . Pero en el canal lateral al final del primer tramo pasará ΔQ al final del segundo $2\Delta Q$, al final del tercero $3 \Delta Q$ y así sucesivamente, si $\Delta X_1 = \Delta X_2 = \Delta X_3 = \dots = \Delta X_n$

Dentro del canal se procurará que el manto del agua ahogue la carga del agua cuando más $\frac{2 H}{3}$ que se ha observado que es la carga máxima que puede darse para que el vertedor tenga un coeficiente de descarga de 1.95 aproximadamente.

Al llegar el agua al canal colector, se produce un funcionamiento como se ve en la figura :



El agua alcanza mayores niveles en el talud contrario a la entrada y se deprime un poco junto al cimacio.

Al centro del canal, se tiene una elevación promedio que es la que se toma como representativa y es la que figura en los cálculos. La pendiente transversal del agua, puede estimarse como de 8 a 10%

La mayor parte de la energía que adquiere por la caída, se pierde en las turbulencias que se presentan en el canal colector y sólo una pequeña parte colabora para ayudar al funcionamiento longitudinal del canal colector. Es fundamentalmente el desnivel entre la superficie libre del agua entre una sección y la siguiente, la que producen este movimiento por lo que la mayoría de las teorías que se siguen para el cálculo vertedor, no toman en cuenta aquella energía.

El canal colector se puede hacer trabajar a régimen rápido ó lento, según sea el diseño, pero todos los procedimientos en boga consideran que debe ser funcionamiento lento, porque es el que mejor absorbe energía cinética, el que presenta menos problemas de erosión, el que da una obra más económica y el que nos ofrece un procedimiento seguro de cálculo.

Por lo tanto, se establece una sección "controladora" ó de control a la salida del canal colector, por medio de la cual podemos lograr que en ella se tenga escurrimiento en régimen crítico, que en el colector tengamos escurrimiento lento ó subcrítico, y en el canal de descarga, que tiene siempre, pendiente fuerte, régimen supercrítico.

En estos vertedores, que se calculan exclusivamente para el gasto máximo, se logra un funcionamiento bueno para el gasto

máximo, y se va teniendo un funcionamiento menos bueno a medida que disminuye el valor de la avenida.

Existen varios procedimientos de cálculo, - como son el del Ing. Julián Hinds, el de Viparelli, el del Colegio de Chapin-go, el del Bureau of Reclamation, etc.

De estos se pueden consultar el Transaction 1926, Vol. 81, para el de Hinds ; la revista de Ingeniería Hidráulica en México, de abril-mayo-junio de 1954 (No. 2) del año 1954 para el de Vaparelli (artículos de los Ings. Gerardo Cruskhank y Pedro Ramírez) El del B. of R. puede estudiarse en el Small Dams.

Se han efectuado proyectos en esos sistemas y se han ensayado en el laboratorio, obteniéndose resultados satisfactorios en todos, pero teniendo que hacer siempre, algunas modificaciones.

Se presenta un ejemplo de cálculo según el B. of R.

Como en ese libro se indica, el vertedor funciona mejor si el canal colector es muy profundo y estrecho, siendo un límite inferior para el ancho de la plantilla el tamaño de la maquinaria que se utilice para los diferentes trabajos, especialmente para la excavación.

En cuanto a la pendiente longitudinal, propone una pendiente muy suave, que mejora el funcionamiento del colector para gastos bajos.

El canal colector lo hace de ancho constante y este ancho se continúa a la sección de control y al canal de descarga. Los taludes del canal pueden ser : 0.25:1, 0.5:1 ó 0.75:1

y aún más fuertes, según el material del terreno.

La sección de control puede obtenerse dándole forma rectangular, de igual plantilla y a la elevación de la última sección del canal colector, ó conservando la misma sección del colector pero elevando la plantilla una determinada cantidad, como de 0.50 m. y que luego se comprueba.

En este caso, la sección vertedora y con ella la de todo el canal de descarga se sitúa subiendo el piso y se deslizan sobre el talud de la parte exterior, por lo que queda continuo el muro por ese lado, mientras que el eje se mueve en planta $t \cdot \Delta X$ y aparece una diferencia equivalente, al final del colector, junto al cimacio.

Se puede dejar entre la sección final del canal colector y la sección de control un tramo de transición, ó hacer el escalón en esa misma sección.

Ambas condiciones han dado buenos resultados en la práctica.

Para acomodar sobre la topografía un vertedor, hay que tener dibujada la cortina, ver como se deben unir ambas estructuras, desde un punto de vista topográfico para que no se estorbe una a la otra, ni se alejen indebidamente y además desde el punto de vista estructural y de impermeabilidad, que se tengan condiciones para asegurar esos requerimientos.

También hay que cuidar que el agua entre al vertedor por donde se desea y que la obra no sea flanqueada por el agua. Para ello se harán muros de suficiente altura ligados a las laderas mediante

dentellones y anclas de varilla.

Los muros guía han de ser adecuados para evitar -
contracciones laterales.

Los muros, incluso el correspondiente al cimacio, se calculan según las condiciones de trabajo más desfavorable y se les dá estabilidad por su propio peso ó por medio de anclaje.

También se pueden armar las diferentes partes -
construídas de concreto, usando varilla de fierro y estructurando la -
obra. Las subpresiones en muros y losas, se reducen por medio de -
una red de lloraderos en el tanque colector y de drenes en el resto,
por lo que generalmente no se toman en cuenta.

Las filtraciones del vaso hacia el vertedor, se pueden evitar por medio de inyectados que corten los posibles pasos de filtración.

Canal de descarga.

Se construyen generalmente con pendientes mayor a la crítica y su funcionamiento se calcula con Bernoulli.

El bordo libre se receta empíricamente, ó se calcula con alguna fórmula empírica, como

$$B.L. = 0.60 + 0.0371 v \sqrt[3]{d} \quad (\text{métrica})$$

En la sección que se esté determinando el bordo libre (B.L.) se tendrá una velocidad "v" y un tirante "d," para el gasto máximo.

Puede tener curvas verticales. Si son hacia abajo, con viene calcular el perfil de su plantilla con la fórmula.

$$-y = x \tan \theta + \frac{x^2}{K [4(d+h_v) \cos^2 \theta]} ; \quad \text{en la que}$$

θ será el ángulo de inclinación de la rasante del canal con la horizontal.

A: K, se le dá un valor de 1.5 ó mayor.

Si la curva es hacia arriba, conviene que tenga un ra
dio :

$$R = \frac{102 d v^2}{P} \quad P = 100 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}^2} = 488.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Si se supone un R que debe ser mayor a 5d la presión será $p = 20.5 v^2$

La divergencia de los muros, para ampliación ó reducción de sección ó para modificación de taludes, deberán hacerse pasando suavemente de una sección a otra, aconsejándose lograr que la superficie de la transición sea alabeada y que al nivel del agua se tenga

$$\tan \alpha = \frac{1}{3 F}$$

en donde α es el ángulo entre la traza del agua sobre el muro, y el eje del canal y F es el número de Froude

$$F = \frac{v}{\sqrt{g d}}$$

Estructuras terminales.

Veamos sólo las principales :

El salto de esquí libre ya se trató. El salto ahogado ó trampolín sumergido :

Cuando en el río ó conducto posterior a la estructura amortiguadora tiene tirante apreciable inmediatamente a la salida y es posible lograr el salto hidráulico en ese lugar, puede usarse un trampo-

lín sumergido.

El trampolín puede ser liso ó dentado y puede calcularse utilizando las gráficas y procedimientos que proporcionan diferentes autores, como los que presenta el B. of R. y que se reproducen a continuación.

Los tanques dentados, permiten acortar los dispositivos en los que se amortigua la energía cinética del agua que sale de vertedores y obras de toma. También se resuleven en base a gráficas hechas para diferentes valores del Número de Froude calculado para el lugar donde incide el manto de llegada al fondo del tanque. Debe tenerse especial cuidado en situar el umbral de salida a una elevación adecuada con relación al fondo del río y a la superficie del agua para los gastos correspondientes, a fin de evitar erosiones que pongan en peligro a la obra.

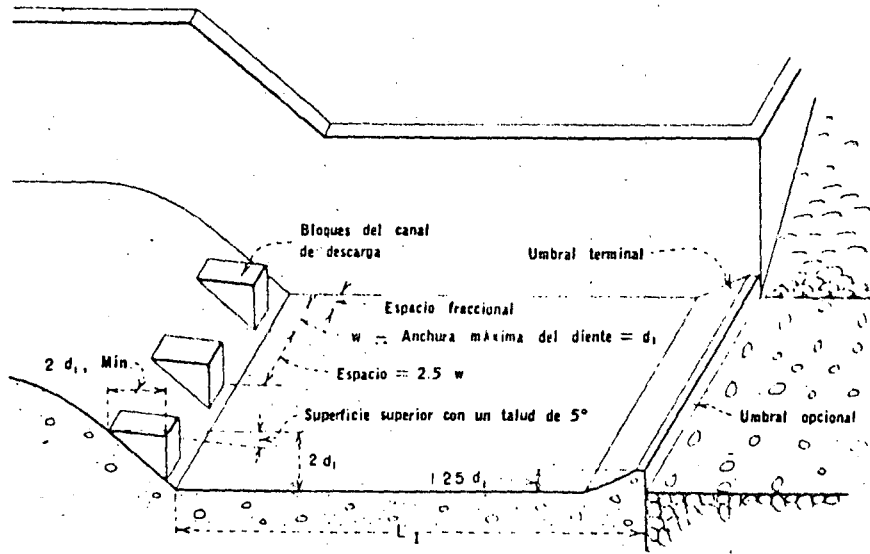
Para ligar el umbral final del tanque con el lecho del río, se puede hacer un plano en contra pendiente, pero ampliando el ancho del canal, para evitar que vuelva a acelerarse el agua.

Los tanques son en general soluciones caras, para las fuertes excavaciones y volúmenes de importancia de concreto, pero muy efectivas.

En algunas obras muy grandes (Presa de Mal Paso ó Netzahualcoyotl) se han tenido problemas muy serios porque a gastos grandes, en el piso ó fondo del tanque se presenta un fenómeno que tiende a levantar las losas.

Este fenómeno se ha contrarrestado, construyendo -

el fondo de gran espesor con varilla de fierro continuo, sin interrupción y anclando las losas al terreno en una forma muy importante.



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO I
NUMERO DE FROUDE

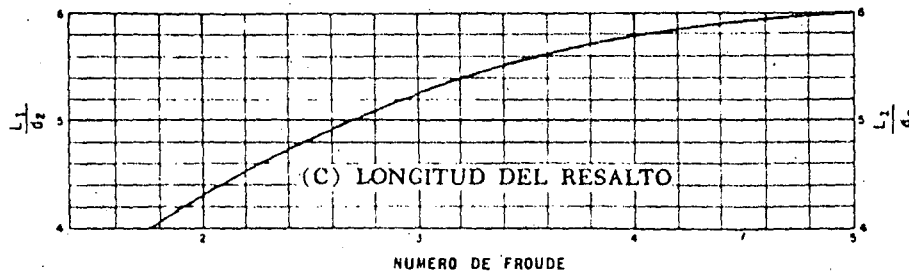
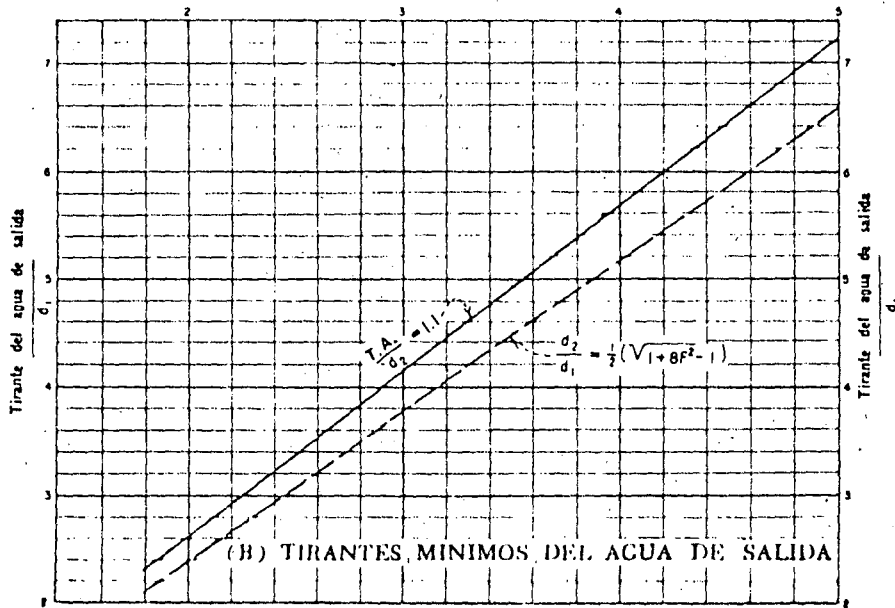
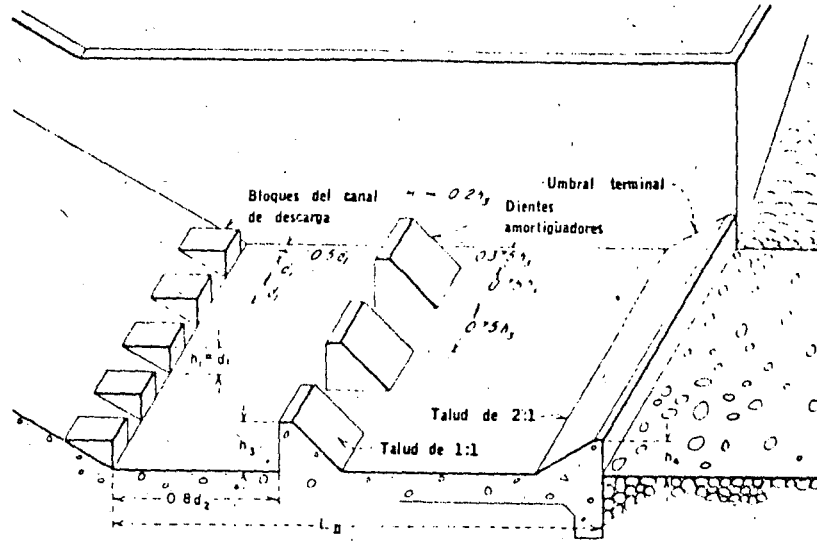
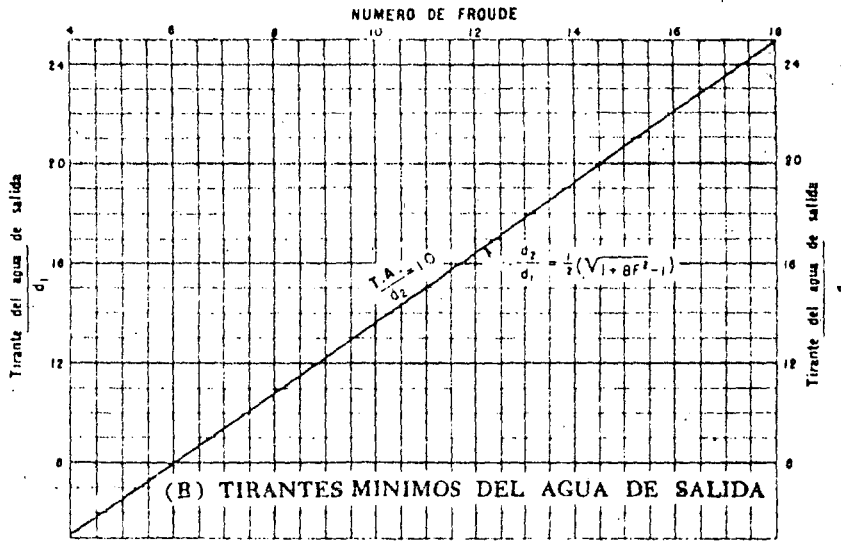


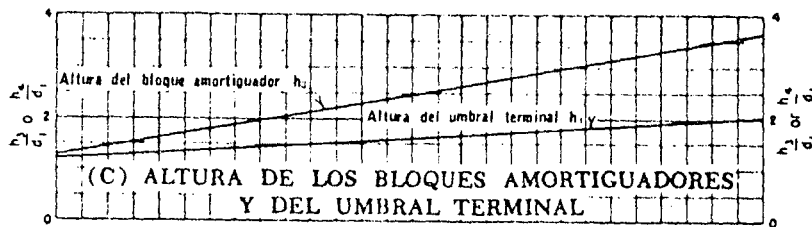
FIG. 205. Características de los estanques amortiguadores para números de Froude entre 2.5 y 4.5



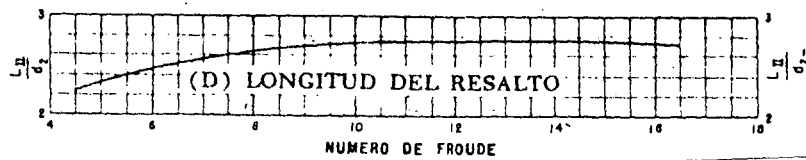
(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO II



(B) TIRANTES MINIMOS DEL AGUA DE SALIDA

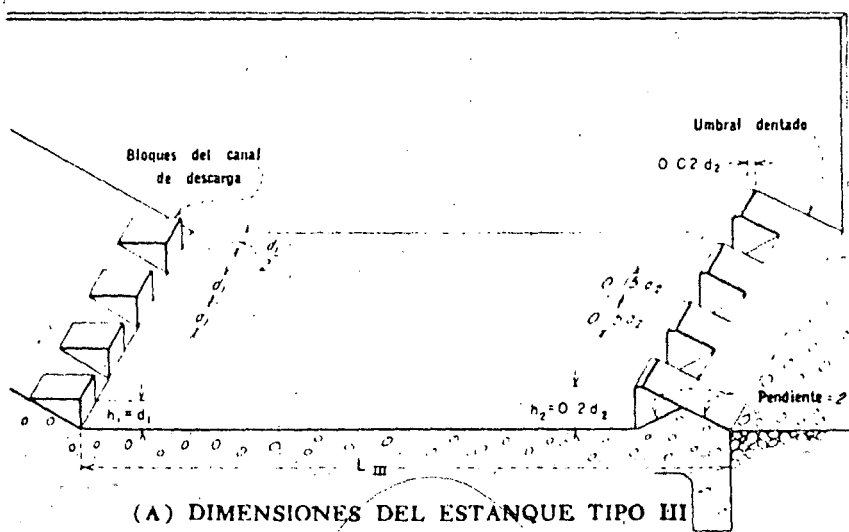


(C) ALTURA DE LOS BLOQUES AMORTIGUADORES Y DEL UMBRAL TERMINAL

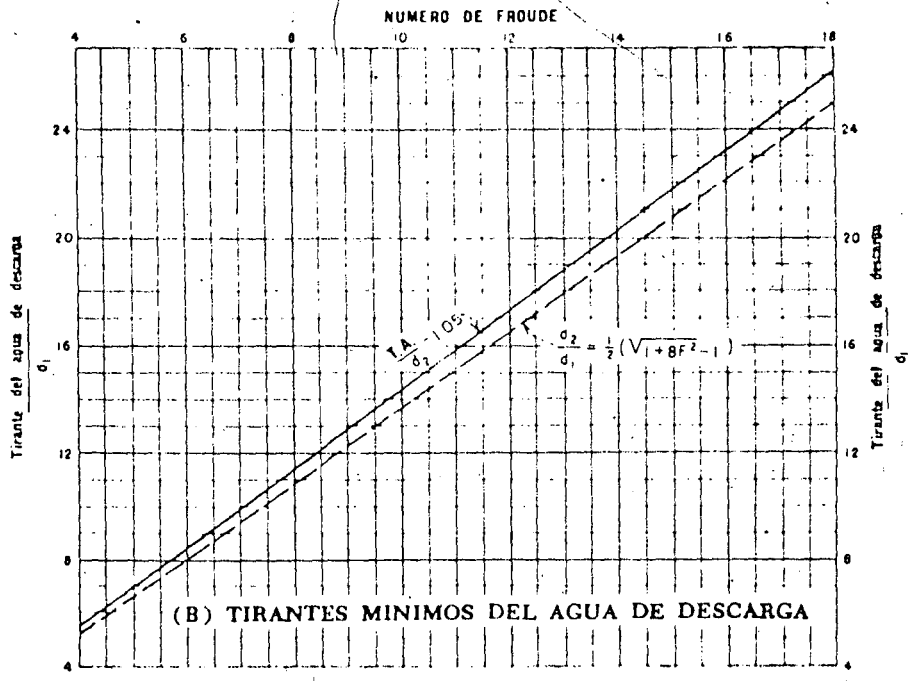


(D) LONGITUD DEL RESALTO

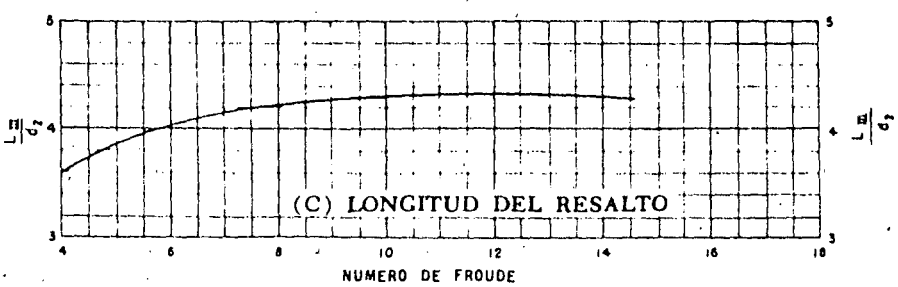
Fig. 206. Características de los estanques amortiguadores para números de Froude mayores de 4.5, cuando las velocidades de llegada no exceden de 50 pies/seg



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO III

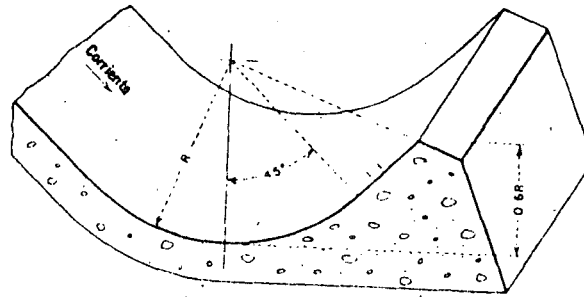


(B) TIRANTES MINIMOS DEL AGUA DE DESCARGA

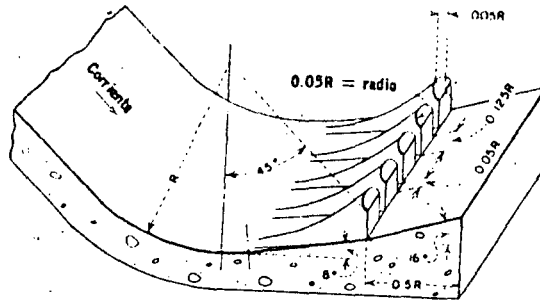


(C) LONGITUD DEL RESALTO

Fig. 207. Características de los estanques amortiguadores para números de Froude superiores a 4.5

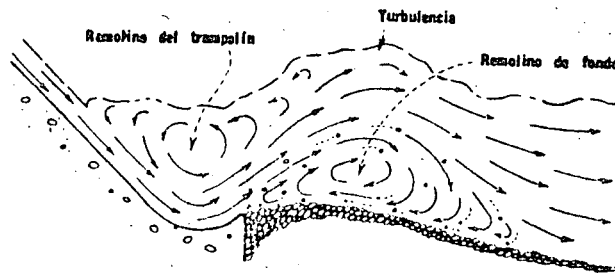


(A) Trampolin liso

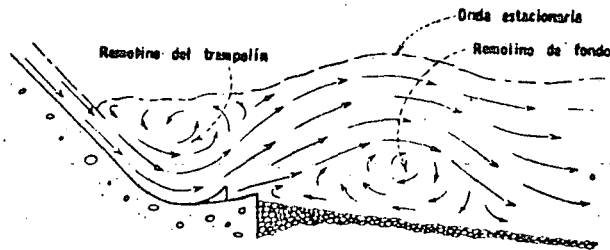


(B) TRAMPOLIN ESTRIADO

FIG. 210. Trampolines sumergidos



(A) TRAMPOLIN DEL TIPO LISO



(B) TRAMPOLIN DEL TIPO ESTRIADO

FIG. 211. Funcionamiento hidráulico de los trampolines lisos y estriados

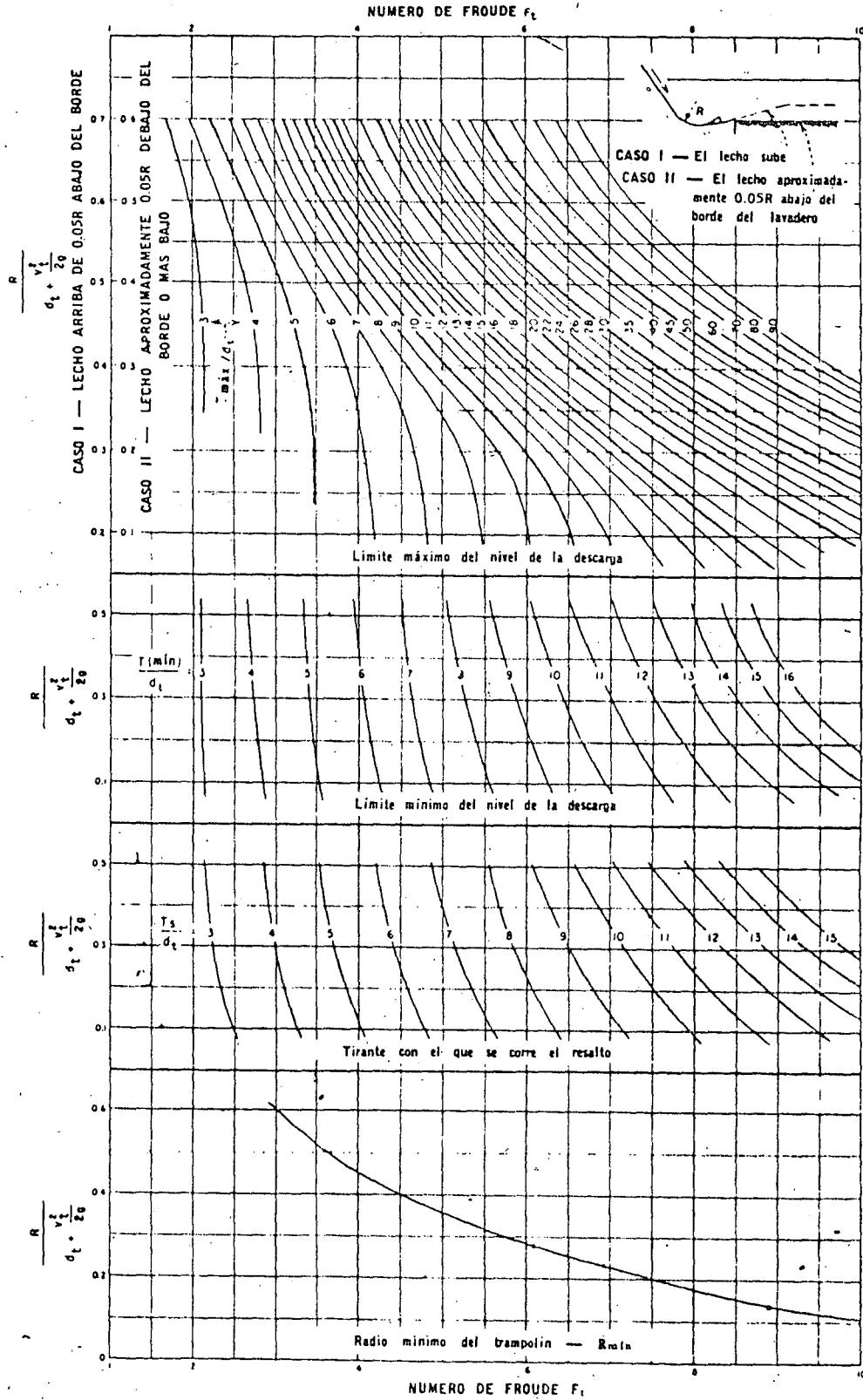


FIG. 214. Condiciones límites para el proyecto de los trampolines estriados

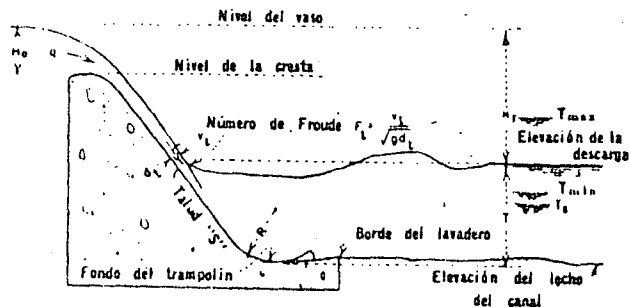


FIG. 215. Definición de símbolos — trampolines sumergidos

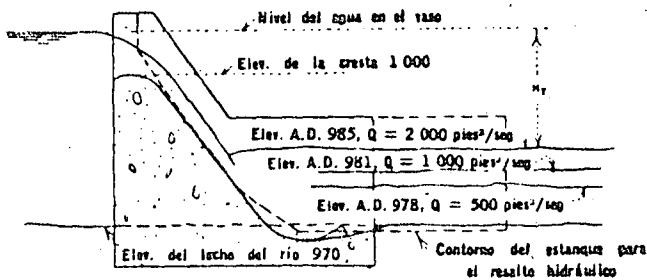
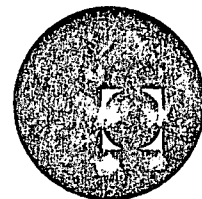


FIG. 216. Ejemplo de estructura amortiguadora para un vertedor de demasías



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



OBRAS HIDRAULICAS DE ALMACENAMIENTO
Y CONDUCCION

PRESAS DE ALMACENAMIENTO

PROF. DR. ROLANDO SPRINGALL G.

NOVIEMBRE 1978.



PRESAS DE ALMACENAMIENTO

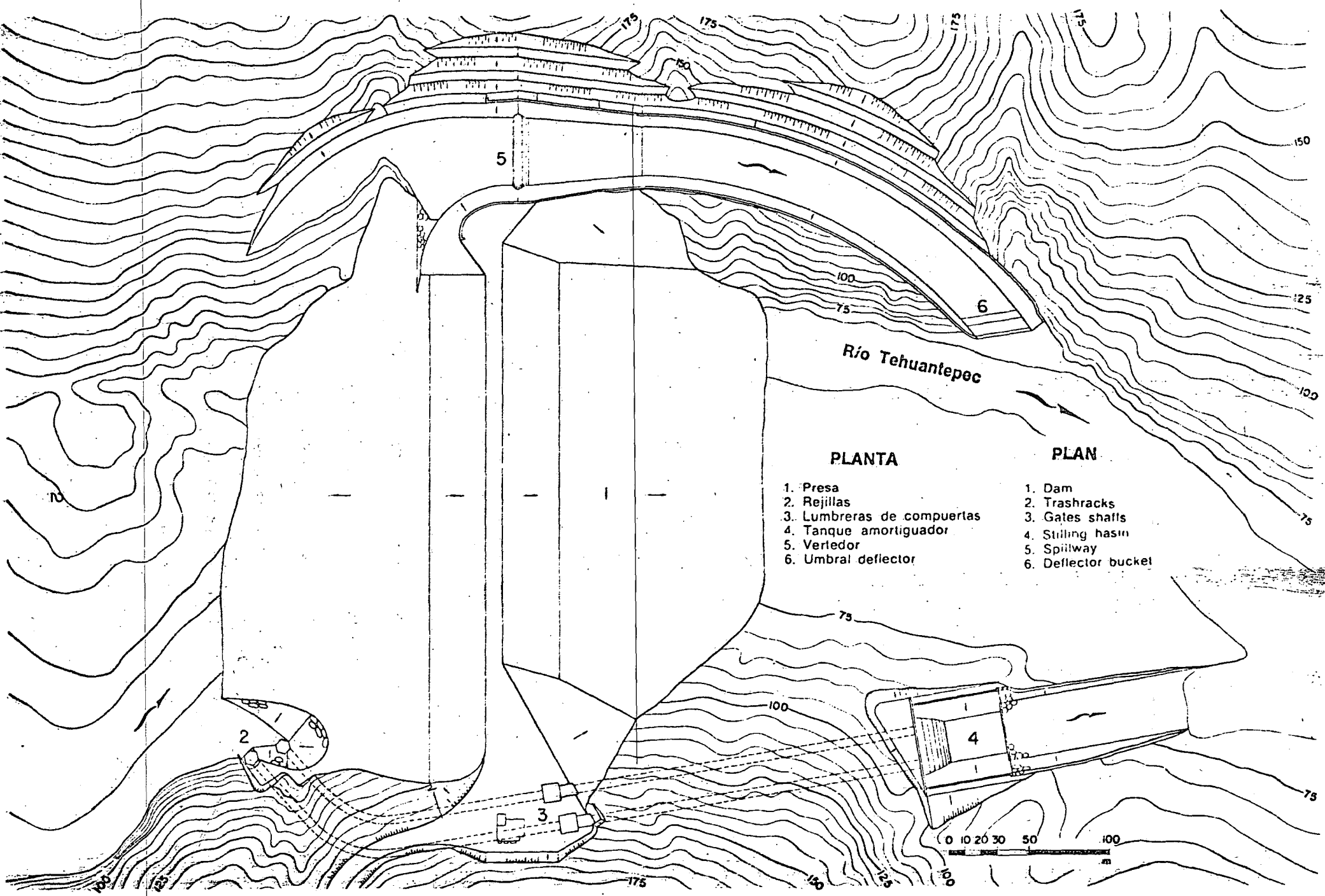
1. ESTRUCTURAS QUE LA CONSTITUYEN

Dentro del desarrollo profesional del Ingeniero Civil uno de sus campos de acción más amplia comprende el "diseño" de obras para el aprovechamiento y control físico del agua optimizando los recursos disponibles, para lograr una mayor productividad y beneficio social. En este caso la palabra "diseño" involucra su concepto completo.

La obra más importante en relación con el aprovechamiento y control físico del agua es crear un almacenamiento.

Un almacenamiento lo constituyen diversas estructuras; unas básicas y otras particulares en algunos casos. Las básicas involucran a la presa, la obra de toma y la obra de excedencias. Como particulares se puede mencionar a la obra de Control de Avenidas si hay posibilidad de "manejar" las avenidas; desagüe de fondo si es posible desazolvar el embalse; diques cuando se requiere cerrar puentes e incrementar la capacidad del embalse, etc. (figs 1.1 a 1.3).

La presa constituye el elemento fundamental del almacenamiento, ya que es el obstáculo que se construye sobre la corriente para modificar el régimen normal del escurrimiento. Su tipo depende de los elementos que se utilicen para su construcción; los tipos de presas son :



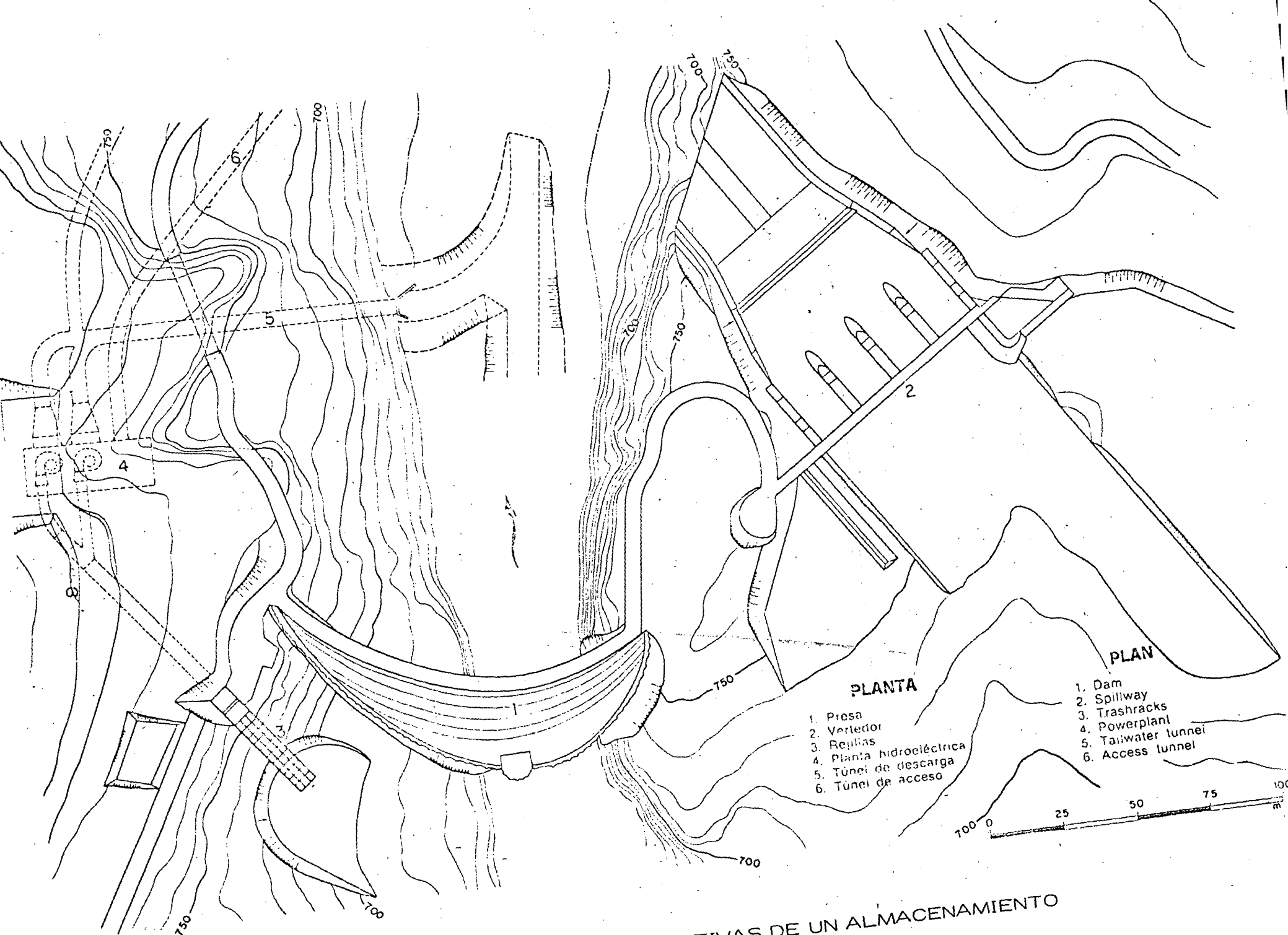
PLANTA

PLAN

- 1. Presa
- 2. Rejillas
- 3. Lumberras de compuertas
- 4. Tanque amortiguador
- 5. Vertedor
- 6. Umbral deflector

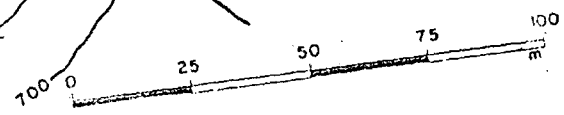
- 1. Dam
- 2. Trashracks
- 3. Gates shafts
- 4. Stilling basin
- 5. Spillway
- 6. Deflector bucket

Fig 1.1 : PARTES CONSTITUTIVAS DE UN ALMACENAMIENTO

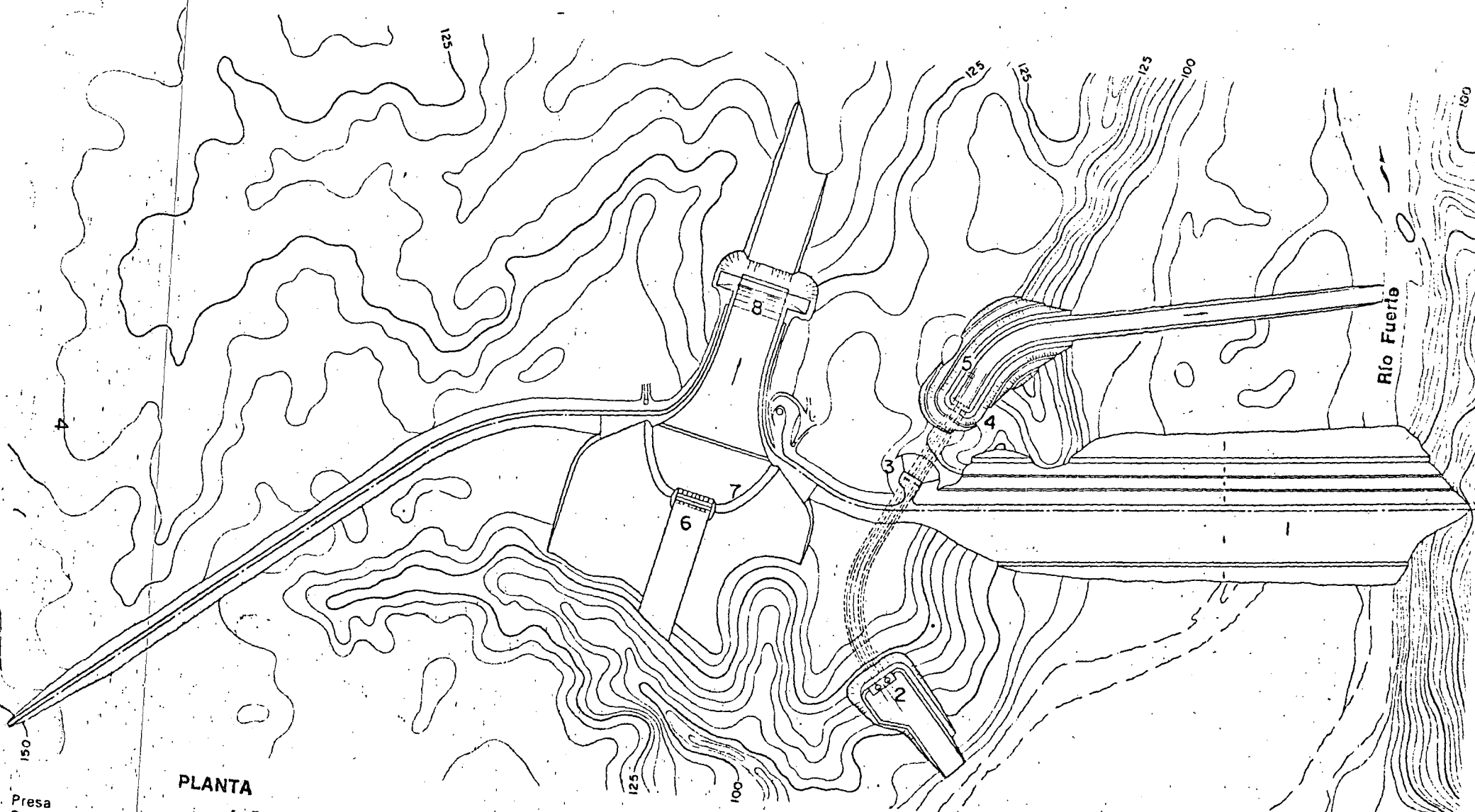


- PLANTA**
1. Presa
 2. Vertedor
 3. Rejillas
 4. Planta hidroeléctrica
 5. Túnel de descarga
 6. Túnel de acceso

- PLAN**
1. Dam
 2. Spillway
 3. Trashracks
 4. Powerplant
 5. Tailwater tunnel
 6. Access tunnel



1.0 PARTES CONSTITUTIVAS DE UN ALMACENAMIENTO



PLANTA

Presa
 Rejillas
 Lumberras de compuertas
 Planta hidroeléctrica

5. Tanque amortiguador
 6. Vertedor de compuertas
 7. Vertedor libre
 8. Rápida

PLAN

1. Dam
 2. Trashracks
 3. Gates shafts
 4. Powerplant
 5. Stilling basin
 6. Gated spillway
 7. Overflow spillway
 8. Chute

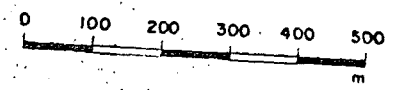


Fig 1.3 PARTES CONSTITUTIVAS DE UN ALMACENAMIENTO

Tierra
Enrocamiento
Gravedad
Arco
Arco múltiple
Contrafuertes

Como ya se indicó el objeto de una presa involucra el aprovechamiento y control físico del agua. Al respecto esta obra puede construirse para satisfacer uno o varios de los siguientes aspectos :

Irrigación de suelos
Agua potable
Agua para uso agroindustrial
Generación de energía eléctrica
Control de avenidas
Esparcimiento
Regulación de la corriente
Recarga de acuíferos

Al construirse la presa la parte de la cuenca de drenaje que permite almacenar el agua se le conoce con el nombre de Vaso. Las características del vaso, su dimensionamiento y funcionamiento será motivo del siguiente capítulo.

Las obras de toma permiten regular o dar salida al agua almacenada en una presa. Permiten la salida de aportaciones en forma regular como es el caso de una presa reguladora; derivar los volúmenes recibidos a canales o tuberías como es el caso de una presa derivadora; o dar salida al agua con gastos que dependen de las necesidades aguas abajo de la presa; las necesidades de evacuación, o de la combinación de necesidades múltiples.

Las estructuras de las obras de toma pueden clasificarse de acuerdo con su objeto; con su distribución física y estructura, o con su operación hidráulica. Las obras de toma que descargan directamente en el río se pueden llamar con salida al río; las que descargan en un canal se pueden clasificar como de salida a un canal; y las que descargan en una tubería cerrada pueden llamarse con salida a una tubería forzada. Las obras de toma se pueden describir según consistan en un cauce formado por un canal abierto o por un conducto cerrado, o cuando el cauce está formado por un conducto cerrado colocado dentro de un corte y luego cubierto, o por un túnel. Las obras de toma también se pueden clasificar de acuerdo con su operación hidráulica, con respecto a que tengan o no compuertas; cuando tienen un conducto cerrado, si trabaja éste a presión en parte, o como canal abierto en toda su longitud.

La obra de excedencias en una presa de almacenamiento y en las de regulación tiene como función el dejar escapar el agua excedente o de avenidas que no cabe en el espacio destinado para el almacenamiento y en las presas derivadoras dejar pasar los excedentes que no se envían al sistema de derivación. Ordinariamente, los volúmenes en exceso se toman de la parte superior del embalse creado por la presa y se conducen por un conducto artificial de nuevo al río o a algún canal de drenaje natural.

2. CARACTERISTICAS DEL VASO

2.1 Capacidades

Como ya se indico el vaso comprende la parte de la cuenca de drenaje que sirve para almacenar el agua retenida por una presa desde el punto de vista de di seño y operación, dentro del vaso se distinguen las siguientes capacidades.

- Capacidad total

La comprendida entre el fondo del vaso y el nivel alcanzado por el agua cuando el vertedor descarga su gasto de diseño.

- Capacidad para superalmacenamiento

La adicional a la capacidad para control de avenidas, necesaria para el tránsito de la avenida de diseño del vertedor.

- Capacidad para control de avenidas

La dedicada al manejo de avenidas con un gasto de descarga controlado, para reducir daños aguas abajo.

- Capacidad útil

La aprovechable para los fines de la presa, exceptuando el control de avenidas.

- La capacidad mínima de operación

La comprendida desde el fondo del vaso hasta el nivel mínimo de operación de la planta hidroeléctrica.

- Capacidad para azolves

Las destinadas a alojar el volumen de sedimentos estimado en la vida útil de diseño de la presa.

Las capacidades antes mencionadas se deducen a través de un análisis hidrológico como se verá en los incisos siguientes, excepto, la capacidad de azolves. Aunque es usual finar la capacidad muerta o de azolves como un porcentaje de la capacidad total del almacenamiento, a la fecha se empieza a disponer de criterios adecuados para cuantificar el arrastre de sedimentos en una cuenca y por ende a conocer a futuro el comportamiento de un almacenamiento en relación a este problema. Al respecto se han hecho diversos intentos para conocer el volumen de sedimentos a esperar durante la vida útil de un almacenamiento.

A continuación se describe uno de estos métodos.

2.1.1 El problema de los sedimentos

Cuando en las cuencas se descubren nuevas superficies de terreno y sobre todo al desforestar y cultivar, se favorece que el material fino sea movido y arrastrado por las lluvias y llegue a los ríos.

Estos sedimentos se depositan en donde los ríos reducen su velocidad, principalmente en embalses ya construidos cuya capacidad de azolves se calculó ó estimó bajo otras condiciones.

Debido a este material, la capacidad útil de las obras puede llegar a reducirse, por lo tanto, es importante prever las consecuencias que se tendrán en los embalses ya construidos.

En el diseño de presas, es de vital importancia conocer los volúmenes de material sólido que pueden llegar al vaso. Debido a la poca exactitud de los métodos utilizados para calcular el arrastre de sedimentos con fórmulas de arrastre de fondo y en suspensión, muchas presas pequeñas se han azolvado en un período de tiempo mucho menor que el previsto y lo mismo se puede decir de la reducción de la capacidad de azolves de grandes embalses.

Por lo anterior se necesita disponer de otros métodos de cálculo que permitan estimar los volúmenes de material sólido que puedan llegar a un río y ser arrastrados por él; de esta forma se conocerán los cambios que sufrirán los embalses, partes bajas de los ríos, lagunas, litorales, etc.

La erosión se puede definir como la remoción de partículas de suelo y roca debido a causas naturales. Los agentes erosivos principales son : el agua, el viento y la gravedad. Otras causas que originan una gran cantidad de sedimentos son debidas a actividades humanas y entre ellas se pueden - citar : la explotación de la minería, la excavación para obras hidráulicas y vías de comunicación y los deshechos de poblaciones. Algunas de las actividades indicadas son también factores importantes en el cambio de la configuración del terreno.

2.1.2 Valuación de la pérdida de suelo.

Para cuantificar la erosión en una cuenca se puede utilizar un criterio basado en la Ecuación Universal de Pérdida de suelos establecida por Wischmer*, la cuál establece lo siguiente :

$$A = RKLSCP \quad (2.1)$$

donde

- A Pérdida de suelo calculada por unidad de área
- R Factor de lluvia
- K Factor de erosibilidad del suelo **

* R.P. Beasley " Erosion and Sediment Pollution Control ". The Iowa -- State University Press. Ames Iowa (1972).

**Magallanes P.J. " Pérdida de suelo en cuencas. Ampliación en la meseta central ". Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM (1977).

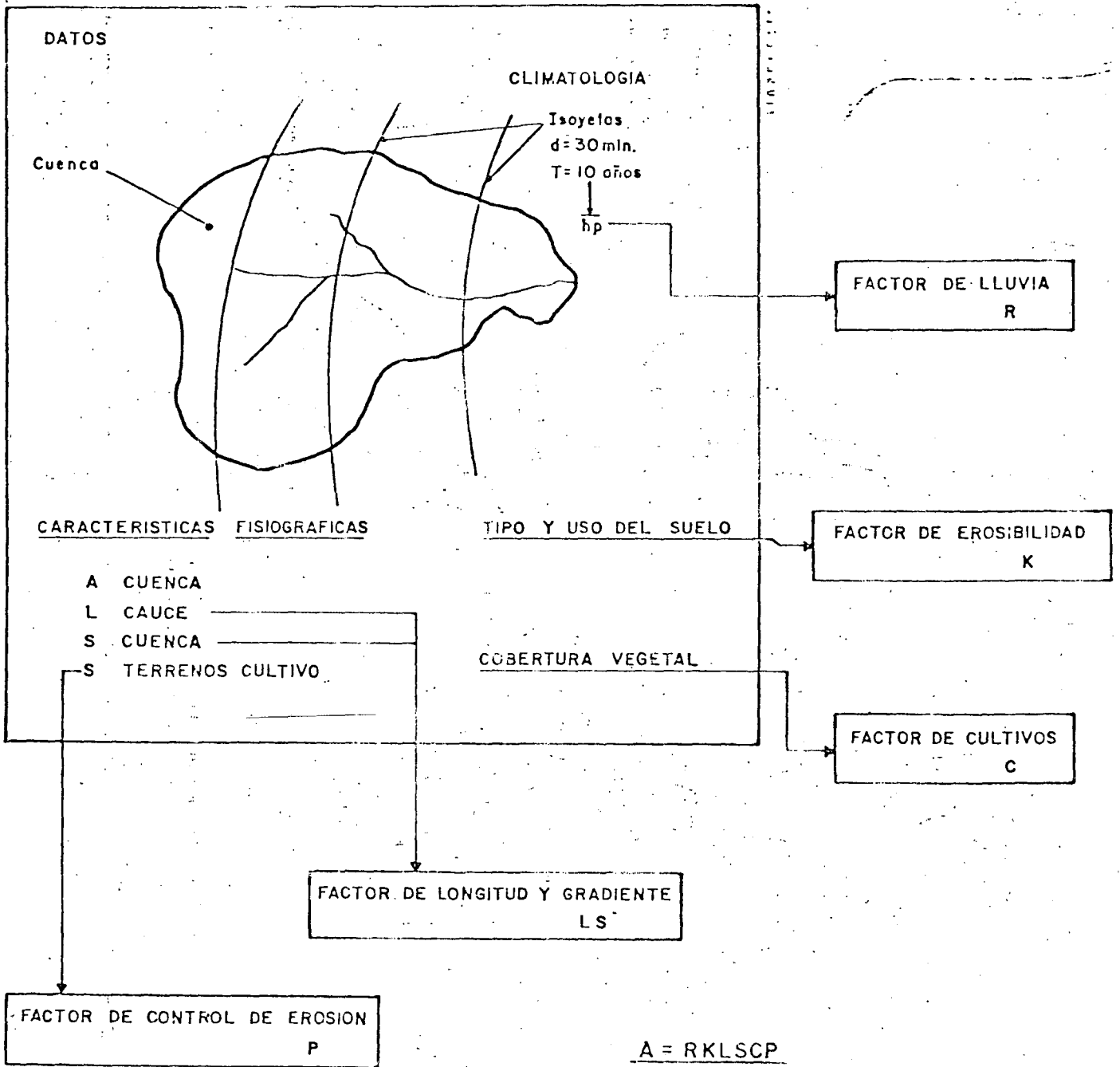


FIG. 2.1 CUANTIFICACION DE LA PERDIDA DE SUELO
 EC. UNIVERSAL DE LA PERDIDA DE SUELO

- L Factor de longitud
- S Factor de pendiente
- C Factor de control de cultivos
- P Factor práctico de control de erosión

El conocimiento de los fundamentos y de las interrelaciones que intervienen en la valuación de la pérdida de suelo, permiten seleccionar en forma adecuada cada uno de los seis factores que han sido determinados experimentalmente.

2.1.1.1 El factor de lluvia R

Se ha observado que existe una relación entre la erosión que afecta una su perficie dada y las lluvias que en ellas caen, produciendo escurrimiento y a la vez depósitos de sedimentos. Valores numéricos muestran que el fac tor de lluvia utilizado para estimar una pérdida de suelo medio anual inclu yen los efectos acumulados de varias tormentas de intensidad, así como los efectos de una tormenta ocasional muy severa.

El índice de erosión es proporcional a la intensidad de una lluvia con una duración máxima de 30 minutos y período de retorno de 10 años. Este producto variable es un término de interacción que refleja al potencial de caída de lluvia y a la turbulencia del escurrimiento para transportar las partículas desprendidas.

A partir de valores de R dados por Bailey* fue posible obtener una relación para la zona oriente de los Estados Unidos, que es :

$$R = \left[\frac{h}{11.306} \right]^{3.745} \quad (2.2)$$

siendo

h : lluvia en mm para una duración de 30 minutos y un período de retorno de 10 años

R : Valor regional obtenido de planos de igual erosión para valores medios anuales de índice de erosión asociados con el escurrimiento

2.1.1.2 El factor de erosibilidad del suelo K

Las propiedades del suelo que influyen en la erosibilidad son :

- a) Aquellos que afectan el grado de infiltración, permeabilidad y capacidad de retención del agua
- b) Aquellas que resisten la dispersión, chapoteo, abrasión y transporte de lluvia y al propio escurrimiento.

Un suelo con factor de erosibilidad baja puede mostrar vestigios de erosión fuerte y viceversa, dependiendo de la pendiente y el número de tor

* R.P. Beasley "Erosión and Sediment Pollution Control". The Iowa State University Press. Ames Iowa (1972).

mentas de intensidad alta o baja. El factor de erosibilidad K, en la ecuación de pérdida de suelo es un valor cuantitativo que experimentalmente se ha determinado.

El rango de valores es alrededor de 0.7 para materiales limosos altamente erosionados y de 0.02 para suelos gravosos de alto grado de infiltración (tabla 2.1)

2.1.1.3 Factor de longitud (L) y gradiente (S)

El grado de erosión producido por el agua se ve afectado por la longitud en la que se mantiene una pendiente uniforme y por esa pendiente.

Los dos efectos han sido estimados separadamente aunque en un problema práctico es conveniente considerar los dos efectos como un solo factor " LS " o factor longitud - pendiente. Este factor toma en cuenta la mayor facilidad que hay para que un suelo se erosione debido a la pendiente que tenga y mayor la longitud en que se conserve esa pendiente, puesto que mayores podrán ser las velocidades que alcance el agua y mayor el gasto superficial y por ende, mayor será el arrastre de partículas sólidas. Su valor se obtiene por medio de la figura 2.2 ó con la siguiente ecuación

$$LS = 0.552 L^{0.5} (0.0076 + 0.0053 \bar{S} + 0.00076 \bar{S}^2) \quad (2.3)$$

siendo

LS Factor longitud - gradiente

- L Longitud de la cuenca, en m
- \bar{S} Gradiente expresado en porcentaje

La longitud esta definida como la distancia desde el punto de origen del arrastre de sedimentos hasta

- 1) El punto donde la pendiente decrece propiciando el depósito de partículas
- 2) El punto donde el escurrimiento forma parte de un canal bien definido que puede ser parte de un drenaje

Una expresión a utilizar puede ser :

$$L = \frac{A_c}{2L_c} \quad (2.4)$$

donde

A_c Area de la cuenca, en m^2

L_c Longitud del cauce, en m

El gradiente \bar{S} se valua a través de la deducción de la pendiente de la cuenca calculada por el criterio de Horton*.

2.1.1.4 El factor de cultivos C

Los efectos de cosecha y manejo de cultivos no pueden ser estimados independientemente por la relación que existe entre dichos efectos. Casi cual-

* R. Springall " Hidrología, Primera Parte ". Publicación del Instituto de Ingeniería, UNAM (D 7).

quier cosecha puede cubrirse continuamente de maleza ó cubrirse en algunos de los ciclos agrícolas. Las secuencias de las cosechas dentro de un ciclo agrícola pueden estar variando. Los residuos de las cosechas pueden ser removidas, dejados en la superficie o incorporados al suelo por el proceso del arado de la tierra. La eficiencia del manejo del residuo de las cosechas dependerá en mucho de como los residuos permanezcan en el terreno. Así como la producción agrícola dependerá de la distribución de lluvia, de la fertilidad y en gran parte de las diversas decisiones de manejo realizadas por los granjeros; el control de erosión dependerá del tiempo en que los residuos permanezcan en las parcelas así como la calidad de dichos residuos. La cobertura de residuos producto de las cosechas no solo dependerá del tipo de vegetación, de su permanencia y grado de desarrollo sino también de las diferentes épocas que estos permanezcan en la parcela. Para valuar el factor de cultivo C es necesario conocer las protecciones para el control de erosión como son los desarrollos de las plantas, los residuos antecedentes a las cosechas y las operaciones previas al cultivo que ayudarán a reducir la erosión por lluvia.

En general las pérdidas de suelo disminuyen cuando las cosechas se ven incrementadas.

El factor C se valúa dependiendo del tipo de cubierta vegetal, a continua-

ción se da una clasificación para valorar dicho factor.

Cubierta de bosques	Si el área es de ;	25 % a 40 % de la total	C = 0.4
		45 % a 70 %	C = 0.04
		75 % a 100 %	C = 0.008

Para otro tipo de áreas cultivadas C = 0.4

2.1.1.5 Factor de control de erosión P

Los surcos de protección en los límites de las parcelas, formación de terrazas y estabilización de los flujos concentrados reducen la erosión de los suelos destinados al cultivo. Favorecer el crecimiento de vegetación en los surcos de protección de las parcelas ha sido un medio para reducir la erosión cuando las tormentas son moderadas, no sucediendo lo mismo para tormentas severas que en un momento dado llegan a romper los surcos; ello estará en función de la pendiente. Valores prácticos del control de erosión por protección en los límites de las parcelas se muestran en la tabla 2.2. Los valores indicados en esta tabla corresponden a valores medios, los cuales pueden variar de acuerdo con el tipo de suelo, manejo de las cosechas y sus residuos y de la lluvia.

TABLA 2.1

VALORES DEL COEFICIENTE K EN FUNCION DEL TIPO DE SUELO

MATERIAL NATURAL	K	PESO VOLUMETRICO SECO
Limoso	0.69 - 0.28	1300 - 1700
Arcilloso	0.35 - 0.23	1200 - 1500
Arena	0.28 - 0.08	K disminuye con el peso
Grava	0.10 - 0.02	K disminuye con el peso

TABLA 2.2

FACTOR P CONTROL DE EROSION

PENDIENTE DEL TERRENO	VALOR P
1.1 - 2	0.60
2.1 - 7	0.50
7.1 - 12	0.60
12.1 - 18	0.80
18.1 - 24	0.90

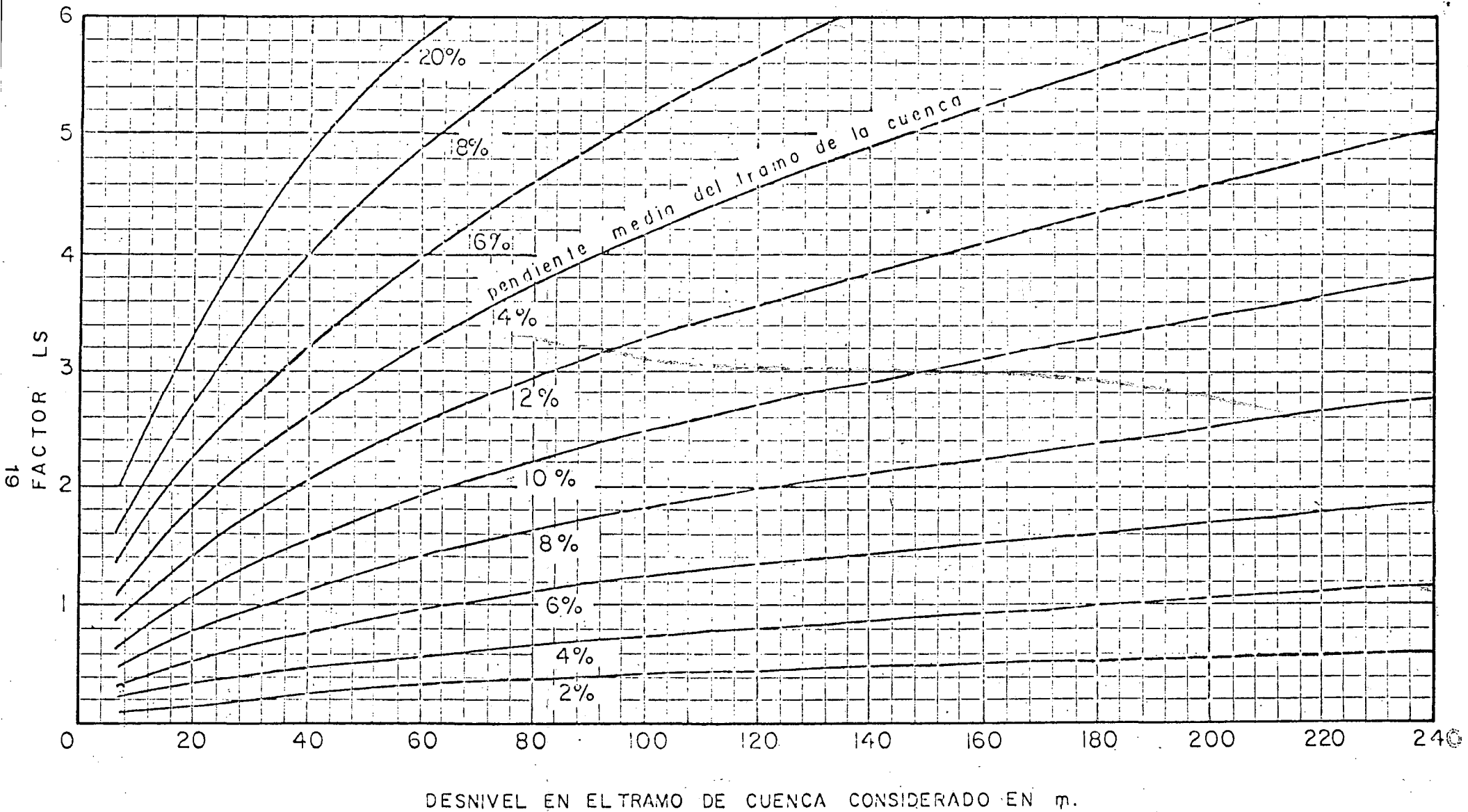


FIG. 2.2 FACTOR LS EN FUNCION DE LA PENDIENTE MEDIA Y DESNIVEL DEL TRAMO CONSIDERADO

2.2 Almacenamiento

Para determinar las capacidades de los almacenamientos de agua se pueden utilizar diversos criterios. En este inciso se verá primero un método de simulación y después uno de naturaleza probabilística.

2.2.1 Métodos de simulación

Los métodos de simulación mas simples se basan en la hipótesis irreal de que los escurrimientos del pasado podrán repetirse idénticamente en el futuro. Con ello se pueden simular las operaciones de un almacenamiento a través de un tránsito analítico de los volúmenes de escurrimiento originados en el pasado dentro del almacenaje, restando los volúmenes de demanda y de pérdida guardando el agua almacenada. De esta manera se resuelve en forma numérica para períodos específicos de tiempo. De la ecuación de continuidad se tiene que .

Volumen de entrada - Volumen de salida = cambio de volumen del almacenaje.

Como un ejemplo considerese un vaso que tendrá una capacidad de almacenamiento máximo de 247.2 M m^3 , lo cual equivale a $7.84 \text{ m}^3/\text{seg-año}$. Para simplificar el ejemplo se consideraran nulas las pérdidas por evaporación; el flujo medio anual se muestra en la columna 2 de la tabla 2.1. Se considera que el embalse estará vacío a fines de 1948. Si se acepta que

TABLA 2.1 SIMULACION DE UN ALMACENAMIENTO

año	Volumen de entrada (m ³ /seg-año)	Almacenaje al final del año (m ³ /seg-año)	descargas (m ³ /seg-año)	Demanda no satisfecha (m ³ /seg-año)
1948		0		
1949	4.76	2.64		
1950	2.86	3.38		
1951	4.98	5.72	.52	
1952	3.59	5.72	1.47	
1953	1.14	4.74		
1954	.74	3.36		
1955	1.68	2.92		
1956	0.33	1.13		
1957	0.64	0		0.35
1958	3.71	1.59		
1959	1.29	.76		
1960	2.36	1.00		
1961	7.90	5.72	1.06	
1962	5.72	5.72	3.60	
1963	1.24	4.84		
1964	1.99	4.71		
1965	4.59	5.72	1.46	

el volumen total del escurrimiento que entra al embalse--escurrimiento durante la primavera, el almacenamiento podrá contener $4.76 \text{ m}^3/\text{seg-año}$ -- del agua almacenada al finalizar la primavera de 1949. De este almacenaje se puede deducir la demanda y las pérdidas. Si la demanda es de $2.2 \text{ m}^3/\text{seg-año}$, el almacenaje al terminar el año será de $2.64 \text{ m}^3/\text{seg-año}$ -- deberá agragarse 2.86 en la primavera de 1950. El almacenaje al terminar el año, satisfecha la misma demanda será de $3.38 \text{ m}^3/\text{seg-año}$. El volumen del escurrimiento de la primavera de 1951 involucra a mediados del año un almacenamiento de $8.36 \text{ m}^3/\text{seg-año}$; sin embargo el almacenaje solo permite $7.84 \text{ m}^3/\text{seg-año}$ por lo que $.52 \text{ m}^3/\text{seg-año}$ deberán ser desalojados; la demanda se satisface del almacenamiento total, dejando al terminar 1951 un almacenaje de $5.72 \text{ m}^3/\text{seg-año}$.

Operaciones progresivas se describen hasta 1957. El almacenamiento al final de 1956 fue solo de 1.11 . A este almacenamiento se le debe agregar $.64 \text{ m}^3/\text{seg-año}$ en la primavera. El almacenaje total para satisfacer la demanda es sólo de 1.75 por lo cual dicha demanda no podrá ser totalmente satisfecha y el vaso al terminar el año estará vacío.

La tabla 2.1 y la descripción anterior proporciona una forma simplista de un análisis de simulación de la operación de un embalse. En la mayoría de los casos no es posible considerar que el escurrimiento entra en la pri

mavera y sale en el verano y el otoño. La demanda de agua en general varía en forma diaria y de mes a mes, por lo que frecuentemente se utilizan intervalos de tiempo más pequeños, dependiente del problema específico. Un criterio más detallado para realizar un funcionamiento de vaso de intervalos mas pequeños se verá en el inciso que trata sobre el transito de avenidas en el embalse.

Las pérdidas no se consideraron en este problema, pero se deberán tomar en cuenta en la mayoría de sus caos. La evaporación depende del volumen almacenado y usualmente se deduce condiderando el almacenaje promedio al inicio del período de tiempo de análisis.

El procedimiento indicado en la tabla 2.1 se puede realizar en forma gráfica, requiriendo para ellos algunas modificaciones. El volumen de entrada se considera uniforme a través de período de tiempo, y en forma similar la demanda se considera que ocurre en forma constante.

El procedimiento gráfico se muestra en la figura 2.3; en las abcisas se tienen el tiempo y en las ordenas, los gastos acumulados. Se considera que el vaso este vacio a finales de 1948, se dibuja una línea con pendiente equivale a la demanda $2.12 \text{ m}^3/\text{seg-año}$; la capacidad del almacenaje se proporciona a través de una línea paralela a la de la demanda, pero $7.84 \text{ m}^3/\text{seg-año}$ mas arriba. Observese que 1948 y 1952 la pendiente de la lí

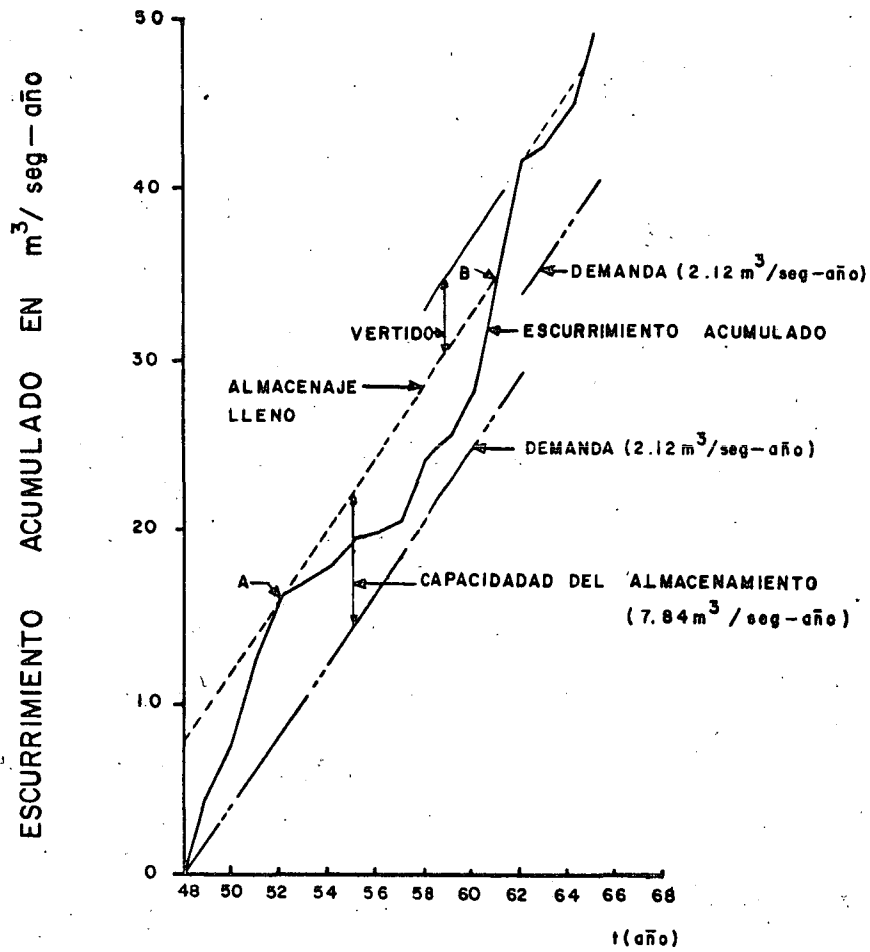


FIG. 2.3 DIAGRAMA DE MASAS

del gasto de entrada excede a la línea de la demanda, se incrementa la cantidad del agua almacenada.

La cantidad de agua almacenada en cualquier tiempo se indica por la distancia vertical a la línea de gasto de entrada a la línea de demanda.

Al terminar 1952 la línea de gasto de entrada alcanza la línea del mismo almacenamiento indicando que el vaso está lleno (A); en 1952 y 1953 sin embargo, la demanda excede al gasto de entrada por lo cual no hay descargas del vertedor. Así a finales de 1961 la línea del gasto de entrada cruza la línea de capacidad total del almacenamiento y ocurre el vertido (B). El vertido continúa hasta 1962, cuando la demanda excede al gasto de entrada.

El agua requerida para satisfacer la demanda del agua se dibuja a partir del almacenaje total; para considerar la pérdida de agua para el vertedor, la línea correspondiente al almacenamiento total y la línea de demanda se desplazan hacia arriba como se indica. El volumen vertido se indica por el desplazamiento vertical.

Esta técnica gráfica se conoce con el nombre de diagrama de masa o método del diagrama de Rippl*.

* Rippl. W. The capacity of storage reservoirs for water supply, Proc. Inst. Civil Eng., Vol. 71, 1883.

Una desventaja en los métodos de simulación antes descritos es que se basan directamente en escurrimientos pasados; se puede esperar que el futuro los flujos sean similares pero idénticos a los del pasado. Muchos esfuerzos se han hecho para desarrollar a través de síntesis secuencias similares estadística de flujos; métodos extensivos han sido desarrollados por Fiering*, Fiering y Jackson** y Hufschmidt y Fiering ***.

Un método sencillo de generación de escurrimientos para producir una secuencia similar de flujo puede hacerse con apoyo en el registro pasado y una tabla de números casuales. Usando dos dígitos de una columna de números casuales se consideran estos la terminación de un año, al cuál se le asocian el escurrimiento registrada en dicho año. De esta manera se va deduciendo para cada número aleatorio el escurrimiento correspondiente, hasta terminar el tamaño del registro que se haya establecido. Los números aleatorios correspondientes a años que no hay registro se consideran con escurrimiento cero.

* Fiering, M.B. Streamflow Synthesis. Harvard Univ. Press, 1967

** Fiering, M. B.; and Jackson, B.B. Synthetic Streamflows Am. Geophys. Union, Water Res. Monogr. 1, 1971

*** Hufschmidt, M.M.; and Fiering, M.B. Simulation Techniques for Design of Water - Resource Systems. Harvard Univ. Pres, 1966.

El procedimiento antes descrito puede usarse para generar registros sintéticos con base anual, pero no puede usarse para intervalos cortos de tiempo como meses, etc. Esto se debe a que usualmente hay una fuerte correlación entre flujos sucesivos para intervalos cortos de tiempo y se requieren métodos más sofisticados, como los ya mencionados.

2.2.2 Método probabilístico

A continuación se describirá el método propuesto por Morán* para analizar el almacenamiento de una presa. El problema a considerar es el siguiente : Se construirá un almacenamiento sobre un río y se utilizará para suministrar una cierta cantidad de agua. El escurrimiento de entrada al almacenamiento es una cantidad aleatoria, ¿cuál es la probabilidad de que la demanda sea satisfactoria? Para analizar este problema considerese un almacenaje con una capacidad de K unidades. Estas unidades son unidades de volumen y pueden utilizarse las que resulten mas convenientes.

Un escurrimiento aleatorio entra al almacenaje. El escurrimiento de entrada tiene una distribución de probabilidades tal que la probabilidad de que el almacenaje entre i unidades es p_i .

Si el volumen almacenado mas el escurrimiento de entrada es mayor que la capacidad del almacenamiento K , el exceso se tira y no se considera para satisfacer ninguna demanda. Después de que termina el período del escurrimiento de entrada se satisface la demanda M ; si en el almacenamiento hay menos unidades que las requeridas para satisfacer M , todas ellas se utilizaran aunque la deman

* Morán, P.A.P. A probability theory of dams and storage systems. Aust. J. Appl. Sci., Vol. 5, 1954.

——— The Theory of Storage. Methuen, London, 1959.

da no quede satisfecha. Nótese que la secuencia entra entre el escurrimiento de entrada y la demanda es identificada al método tabular descrito anteriormente.

Sea $K = 5$ unidades $M = 2$ unidades, P_i la probabilidad de tener i unidades en el almacenamiento inicial y P_i' la probabilidad de tener i unidades en el almacenamiento al terminar un ciclo. La probabilidad de tener 2 unidades en el vaso al terminar un ciclo será

$$P_2' = P_3 (p_1) + P_2 (p_2) + P_1 (p_3) + P_0 (p_4)$$

Esto es, P_2' es igual a la suma de las probabilidades de tener 4 unidades en el vaso antes de quitarle 2 unidades análogamente.

$$P_1' = P_3 (p_0) + P_2 (p_1) + P_1 (p_2) + P_0 (p_3)$$

La probabilidad P_3' es más compleja y se expresa como

$$P_3 (p_2 + p_3 + p_4 + p_5) + P_2 (p_3 + p_4 + p_5) + P_1 (p_4 + p_5) + P_0 (p_5)$$

en donde p_5 es la probabilidad de tener un escurrimiento de entrada de más de 4 unidades.

La probabilidad de terminar con un vaso sin agua se plantea como

$$P_0' = (p_0) + P_1 (p_1 + p_0) + P_0 (p_2 + p_1 + p_0)$$

Estas ecuaciones usualmente se expresan como

$$P_3' = P_3 (p_2 + p_3 + p_4 + p_5) + P_2 (p_3 + p_4 + p_5) + P_1 (p_4 + p_5) + P_0 (p_5)$$

$$P_2' = P_3 (p_1) + P_2 (p_2) + P_1 (p_3) + P_0 (p_4)$$

$$P_1' = P_3 (p_0) + P_2 (p_1) + P_1 (p_2) + P_0 (p_3)$$

$$P_0' = P_2 (p_0) + P_1 (p_1 + p_0) + P_0 (p_2 + p_1 + p_0)$$

Un ejemplo numérico permite ilustrar el uso de estas ecuaciones. Si el embalaje tiene una capacidad $K = 4$ y la demanda es $M = 2$, las ecuaciones son

$$P_2' = P_2 (p_2 + p_3 + p_4) + P_1 (p_3 + p_4) + P_0 (p_4)$$

$$P_1' = P_2 (p_1) + P_1 (p_2) + P_0 (p_3)$$

$$P_0' = P_2 (p_0) + P_1 (p_1 + p_0) + P_0 (p_2 + p_1 + p_0)$$

Para cualquier situación las probabilidades de los volúmenes de escurrimiento de entrada pueden determinarse de un análisis de frecuencias de los registros de escurrimientos anuales. Para este ejemplo se supondrá las siguientes probabilidades para los escurrimientos de entrada

$$p_0 = 0.1$$

$$p_3 = 0.3$$

$$p_1 = 0.2$$

$$p_4 = 0.1$$

$$p_2 = 0.3$$

así que

$$P_2' = 0.7P_2 + 0.4P_1 + 0.1P_0$$

$$P_1' = 0.2P_2 + 0.3P_1 + 0.3P_0$$

$$P_0' = 0.1P_2 + 0.3P_1 + 0.6P_0$$

Considerando el vaso vacío para $t = 0$, se tiene que

$$P_0 = 1, \quad P_1 = P_2 = 0$$

y de las ecuaciones

$$P_2' = 0.1, \quad P_1' = 0.3, \quad P_0' = 0.6$$

Esto involucra que existe un 60 % de oportunidad de que al finalizar el primer - intervalo de tiempo el vaso este vacío y un 30 % de que contenga 1 unidad.

Para el siguiente intervalo de tiempo se remplazan los valores de P con los ya calculados

$$P_2' = 0.7(0.1) + 0.4(0.3) + 0.1(0.6)$$

$$P_1' = 0.2(0.1) + 0.3(0.3) + 0.3(0.6)$$

$$P_0' = 0.1(0.1) + 0.3(0.3) + 0.6(0.6)$$

o sea que

$$P_2' = 0.25, \quad P_1' = 0.29, \quad P_0' = 0.46$$

Al finalizar el segundo intervalo de tiempo, la probabilidad de que el vaso permanezca vacío es del 46 %.

Este proceso puede realizarse paso a paso, tantas veces como se desee. La - tendencia de las probabilidades tiende a equilibrarse. Esto indica que después de un cierto tiempo $P_i' = P_i$ ó que la distribución es estacionaria. Cabe aclarar que la estabilidad del proceso tiende a los mismos valores independientemente de los valores iniciales.

El conocer la tendencia de estas pobabilidades es de importancia fundamental.

Así considerando que $P_i' = P_i$ se tiene que

$$P_2' = P_2 = 0.7P_2 + 0.4P_1 + 0.1P_0$$

$$P_1' = P_1 = 0.2P_2 + 0.3P_1 + 0.3P_0$$

$$P_0' = P_0 = 0.1P_2 + 0.3P_1 + 0.6P_0$$

o sea que

$$0 = 0.3P_2 + 0.4P_1 + 0.1P_0$$

$$0 = 0.2P_2 - 0.7P_1 + 0.3P_0$$

$$0 = 0.1P_2 + 0.3P_1 - 0.4P_0$$

Este es un sistema de tres ecuaciones con tres incógnitas, para ellas no son inpendientes y por lo tanto no puede resolverse.

Una solución se encuentra si una ecuación se reemplaza por el requerimiento de que $P_2 + P_1 + P_0 = 1$, que involucra que el embalse puede contener 0, 1 ó 2 unidades al terminar un ciclo. Las ecuaciones a resolver son ahora

$$1 = P_2 + P_1 + P_0$$

$$0 = 0.2P_2 - 0.7P_1 + 0.3P_0$$

$$0 = 0.1P_2 + 0.3P_1 - 0.4P_0$$

La solución para este sistema de ecuaciones es

$$P_2 = 0.442, \quad P_1 = 0.256, \quad P_0 = 0.302$$

Lo anterior significa que después de que el embalse ha sido operado por algún-

tiempo la probabilidad de que el vaso al terminar se encuentre vacío es de ---
 0.302, que contenga 1 unidad de 0.256 y que contenga 2 unidades es de 0.442.
 La demanda no puede alcanzarse si el embalse se encuentra al nivel 1 y no hay
 escurrimiento, o cuando el vaso esta vacío y 1 ó 2 unidades entran al vaso. Es
 to involucra que la probabilidad de falla para satisfacer la demanda se puede --
 evaluar como

$$\begin{aligned}
 &= P_0 (P_1 + P_0) + P_1 (P_0) \\
 P_{\text{falla}} &= 0.302 (0.3) + 0.256 (0.1) \\
 &= 0.116
 \end{aligned}$$

Obviamente no es deseable un valor de P_{falla} grande.

Este método analítico es bastante sencillo de aplicar y los resultados proporcio
 nan información muy importante que no puede obtenerse de un simple diagrama
 de mas o una simulación aproximada. Para aplicaciones prácticas el embalse-
 deberá dividirse en muchos niveles, teniendo que resolverse un gran sistema de
 ecuaciones.

El método de Moran se basa en un modelo en el cual los escurrimientos de en-
 trada ocurren en una estación y la demanda en la siguiente. Esta técnica ha si
 do ampliada por diversos investigadores, para incluir diversas condiciones de
 análisis.

Notable esfuerzos han hecho Gould*, White**, Dearlove y Harris***, etc.

-
- * Goul, B.W. Statistical methods for estimating the design capacity of dams. J. Inst. Eng., Australia, Dec. 1961.
- ** White, J. B. A variable season model. Reservoir Yield Symp., Water Res. Assoc., Medmenham, Marlow, Buckinghamshire, England, Sept. 1965.
———. Reservoir Yield probability methods. Lecture notes for Hydrology Short Course, Univ. Mo., Columbia, 1969.
- *** Dearlove, R. E'; and Harris, R.A. Bivariate matrices for correlated seasons; A pumped storage example. Reservoir Yield Symp., Water Res. - - Assoc., Medmenham, Marlow, Buckinghamshire, England, Sept. 1965.
Harris, R.A. Probability of reservoir Yield failure using Moran's steady-state probability method and Gould's probability method. J. Inst. Water Eng., Vol. 19, N4, June 1965.

2.3 Avenida de diseño

2.3.1 Antecedentes

Para analizar los diversos criterios existentes para determinar la Avenida de diseño que para una cierta frecuencia de incidencia se puede presentar en el sitio por analizar, se requiere conocer por una parte el tamaño de la cuenca y por otro la información hidrológica disponible. En la tabla 2.4 se muestra la forma de seleccionar el criterio mas adecuado para deducir la avenida de diseño, de acuerdo con los requerimientos antes mencionados*.

Antes de comentar los criterios correspondientes a este capítulo de acuerdo con la tabla 2.4, es conveniente primero plantear la forma de seleccionar para una obra determinada el período de retorno que le corresponde al evento hidrológico para su diseño.

2.3.2 Período de retorno de los eventos hidrológicos**

El período de retorno T de un evento hidrológico de magnitud dada Y se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio. Si un-

* " Recomendaciones para el diseño y revisión de estructuras para el control de Avenidas " Realizado por Consultores, S. A., para la CPNH - (1978)

** R. Springall G. " Análisis estadístico y probalístico de datos hidrológicos " Facultad de Ingeniería, UNAM, Cap. 8 (1975)

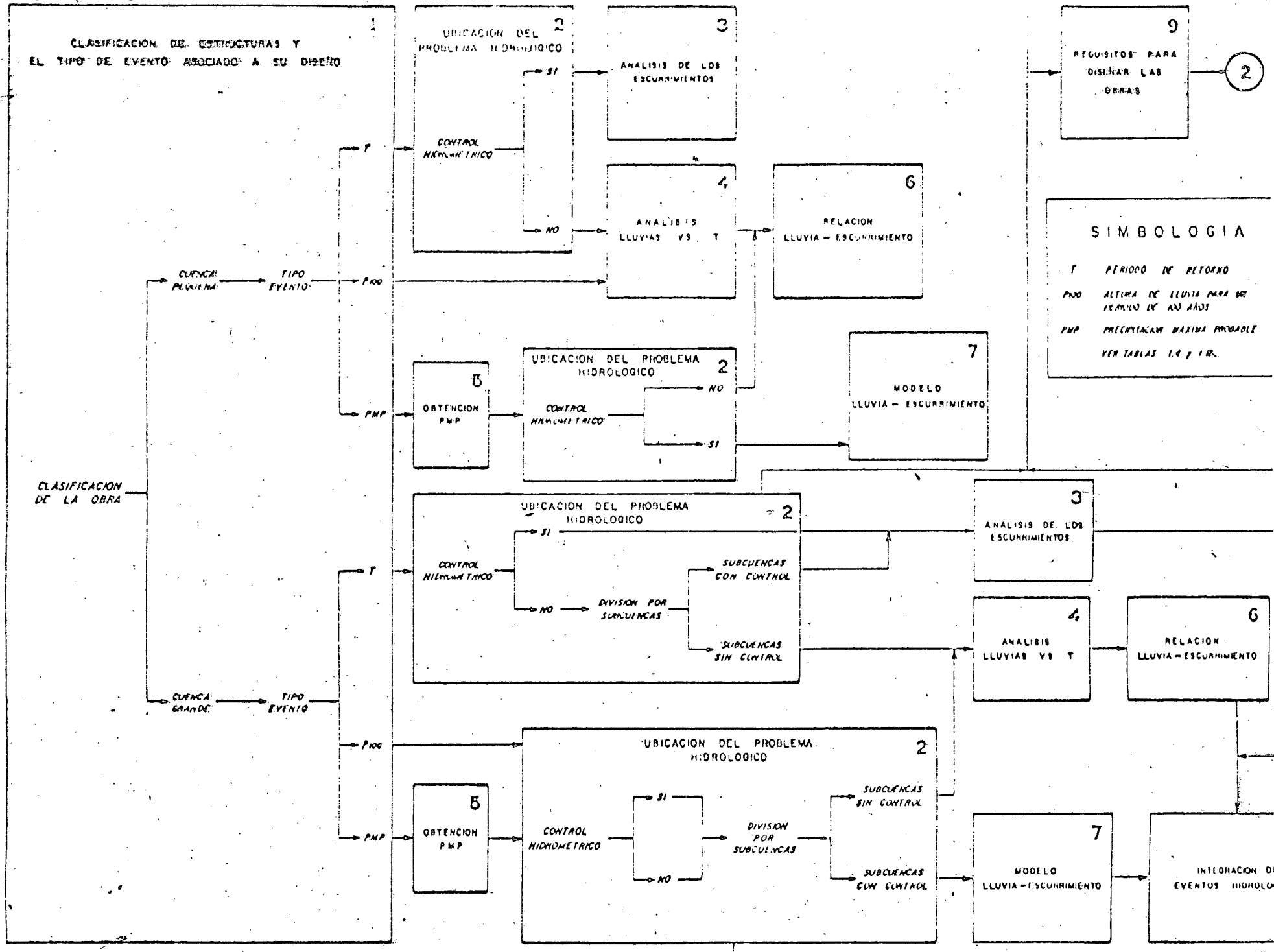


TABLA 2.4 SECUENCIA DE CALCULO PARA DEDUCIR LA AVENIDA DE DISEÑO O DE REVISION

evento igual o mayor a Y ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia $P(Y)$ es igual a 1 en T casos, o sea que

$$T = \frac{1}{P(Y)} \quad (2.5)$$

La definición anterior permite el siguiente desglose de relaciones de probabilidades :

- La probabilidad de que Y ocurra en cualquier año

$$P(Y) = \frac{1}{T} \quad (2.6)$$

- La probabilidad de que Y no ocurra en cualquier año

$$\bar{P}(Y) = 1 - P(Y) = 1 - \frac{1}{T} \quad (2.7)$$

- La probabilidad de que Y no ocurra en n años sucesivos

$$\bar{P}(Y)^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.8)$$

- La probabilidad conocida como de ocurrencia o riesgo R, de que Y ocurra al menos una vez en n años sucesivos

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.9)$$

Si se considera que n sea la vida de diseño operacional de una obra, la ec 2.9 permite determinar a partir de la asignación de un cierto riesgo de que la obra falle, el período de retorno de la misma. En la tabla 2.5 se

TABLA 2.5

PERIODOS DE RETORNO ASOCIADOS CON DIVERSOS GRADOS DE RIESGO
Y VIDA DE DISEÑO ESPERADA

Riesgo %	Vida de diseño esperada, en años							
	2	5	10	15	20	25	50	100
95	1.29	2.22	3.86	5.52	7.18	8.85	17.2	33.9
90	1.46	2.71	4.86	7.03	9.19	11.4	22.2	43.9
75	2.00	4.13	7.73	11.0	14.9	18.6	36.6	72.6
50	3.41	7.73	14.9	22.1	29.4	36.6	72.6	145.0
40	4.44	10.3	20.1	29.9	39.7	49.5	98.4	196.3
30	6.12	14.5	28.5	42.6	56.5	70.6	140.7	281.
25	7.46	17.9	35.3	52.6	70.0	87.3	174.	348.
20	9.47	22.9	45.3	67.7	90.1	113.0	225.	449.
15	12.8	31.3	62.0	90.8	123.6	154.3	308.	616.
10	19.5	48.0	95.4	142.9	190.	238.	475.	950.
5	39.5	98.0	195.	292.9	390.	488	975.	1,950.
2	99.0	248.	495.	743.	990.	1,238.	2,476.	4,951.
1	199.5	498.	995.	1,492.	1,990.	2,488.	4,977.	9,953.

Indican los períodos de retorno correspondientes a diversos niveles de riesgo y períodos de diseño.

De lo anterior se tiene que la asignación de un período de retorno a un evento hidrológico para realizar el diseño de una obra, si se acepta que la vida de diseño es constante, es función directa del riesgo que se tenga durante su vida operacional, de que se presente un evento mayor al de diseño. Para cuantificar la probabilidad de ocurrencia o riesgo de que se presente en una obra hidráulica un evento mayor al de diseño requiere tener en cuenta :

- Costo de la obra.
- Daños que se pueden tener al presentarse una falla
- Costo de mantenimiento
- Inconvenientes y perjuicios en el caso de falla
- Riesgos de vidas humanas

De ser factible cuantificar los daños que se pudieran ocasionar tanto humanos como materiales, el período de retorno asignado a un evento para el diseño de una obra hidráulica se puede realizar con apoyo de la ec 2.9, efectuando un análisis económico entre el costo de las obras y el costo de los daños por falla de la obra*

* Navarro, J.L., Sánchez, J.L. y Téllez, J.F. " Un criterio para la selección del período de retorno para el diseño de obras de desvío " Pub. Tec. SRH, Vol. III, No. 1 (1974) pp 52 - 59

Usualmente lo anterior es difícil de hacer, por lo que es común utilizar - para la selección del evento de diseño, períodos de retorno ó criterios pre establecidos. Así en la tabla 2.6 se muestran los períodos de retorno recomendables para estructuras menores **. Análogamente en la tabla 2.7, - se muestran los períodos de retorno recomendables para la selección de -- los eventos de diseño en presas pequeñas*.

La clasificación para las presas pequeñas corresponde a los siguientes -- tres grupos

- Clase (a) Estructura localizada en áreas rurales o agrícolas cuya falla puede dañar rancherías, tierras dedicadas a la agricultura, caminos secundarios.
- Clase (b) Estructuras localizadas en áreas predominantemente rurales o agrícolas cuya falla pueda causar daños aislando áreas habitables, caminos principales o vías de ferrocarril, o causar interrupción del uso de servicios de importancia pública.
- Clase (c) Estructuras localizadas donde su falla pueda causar pérdidas definitivas, serios daños a zonas habitacionales, industriales y comerciales, servicios públicos, caminos ó ferrocarriles.

** Woods, K.B., Berry, D.S. y Geotz, WH. " Highway Engineering Handbook " Mc. Graw Hill Book Co. Inc. Nueva York (1960)

* " Earth Dams and Reservoirs " Soel Conservation Service, Washington D.C. Engineering Div. NTIS, PB - 260 770, (junio 1976)

TABLA 2.6

PERIODOS DE RETORNO DE DISEÑO RECOMENDABLES
PARA ESTRUCTURAS MENORES

Tipo de estructura	Período de retorno (años)
Puente sobre carretera importante, donde el remanso puede causar daños excesivos por inundación u ocasionar la falla del puente	50 a 100
Puente sobre carreteras menos importantes o alcantarillas sobre carreteras importantes	25
Alcantarillas sobre caminos secundarios, drenaje de lluvia o contracunetas	5 a 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 a 2
Drenaje de Aeropuertos	5
Drenajes urbanos	2 a 10
Bordos	2 a 50*

* Puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia

TABLA 2.7

CRITERIO DE DISEÑO RECOMENDABLE PARA PRESAS PEQUEÑAS

Clase de presa	Producto del almacenaje por la altura efectiva*	Existe o se planea una presa aguas arriba	Datos de precipitación para**	
			Hidrograma del vertedor	Hidrograma del libre bordo
(a)'	menor que 11,000	no	P_{100}	$P_{100} + 0.12 (PMP - P_{100})$
	mayor que 11,000	no	$P_{100} + 0.06 (PMP - P_{100})$	$P_{100} + 0.26 (PMP - P_{100})$
	todas	sí''	$P_{100} + 0.12 (PMP - P_{100})$	$P_{100} + 0.40 (PMP - P_{100})$
(b)	todas	sí o no	$P_{100} + 0.12 (PMP - P_{100})$	$P_{100} + 0.40 (PMP - P_{100})$
(c)	todas	sí o no	$P_{100} + 0.26 (PMP - P_{100})$	PMP

* El almacenaje está en miles de m^3 y la altura efectiva se acota hasta la cresta vertedora, en m.

** P_{100} precipitación para 100 años de período de retorno. PMP = precipitación máxima probable.

' Presas para aguas industriales o municipales se pueden diseñar con el criterio equivalente a la clase (b)

'' Se aplica cuando la presa de aguas arriba se localiza de tal manera que al fallar puede dañar la presa de aguas abajo.

Para las presas mayores se utiliza para el diseño el evento ligado a la precipitación máxima probable dado que no se puede aceptar la falla de la obra.

En los caos anteriores el criterio de diseño se refiere a la altura de lluvia a utilizar ligada a un período de retorno de 100 años o bien a la precipitación máxima probable (PMP). La duración mínima de la tormenta a considerar es de 6 horas; si el tiempo de concentración de la cuenca t_c resulta mayor de ese valor, la duración se hará igual a dicho valor.

La PMP se define como la mayor cantidad de precipitación meteorológicamente posible que corresponde a determinada duración en una cuenca dada y en determinada época del año, sin tener en cuenta las tendencias climáticas que se producen a largo plazo. El t_c es el tiempo de tránsito de una partícula de agua sobre la superficie de la cuenca, desde el punto más alejado del parteaguas de la cuenca a su salida.

El criterio de análisis basado en la PMP se puede relacionar a una avenida máxima la cual no se puede relacionar a un período de retorno cuando se analizan en forma directa los escurrimientos.

2.3.3 Criterios para obtener la avenida de diseño

Como puede observarse en la tabla 2.4 el criterio para deducir la avenida de diseño involucra conocer en forma previa el tipo de obra de que se trata, el tamaño de la cuenca, así como el evento de diseño correspondiente

y la información hidrológica disponible.

Dado que describir cada uno de los criterios hidrológicos para deducir la avenida de diseño relacionada a un almacenamiento sería motivo de otro curso, a continuación se indicará la forma de relacionar el criterio más adecuado y en forma esquemática se verá los temas que confirman la tabla 2.4.

Una vez localizada la corriente por estudiar, se requiere definir su cuenca de drenaje y conocer la localización de las estaciones climatológicas e hidrométricas dentro y en las cercanías de la cuenca.

La cuenca de drenaje de una corriente está limitada por su parteaguas, que es una línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que en cada sistema de corrientes fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El Parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida.

Definido el tamaño de la cuenca se necesita considerar si ésta es pequeña o grande. Para una cuenca pequeña, la forma y cantidad de escurrimiento están influenciadas principalmente por las condiciones físicas del suelo, por lo tanto, el estudio hidrológico debe enfocarse con más atención a la cuenca misma. Una cuenca pequeña se define como aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y donde predominan las características físicas del suelo con respecto a las del cauce. Para una cuenca grande, el efecto del almacenaje del cauce es muy importante, por lo cual deberá dársele también

atención a las características de este último.

Aunque es difícil distinguir una cuenca grande de una pequeña considerando solamente su tamaño, para propósitos prácticos en este trabajo se acepta una área máxima de 3,000 Km², es usual considerarla menor.

Definido el tamaño de la cuenca y conocida la localización de las estaciones climatológicas e hidrométicas en la zona, se seleccionó la metodología de acuerdo con la frecuencia de diseño del evento por deducir de acuerdo con la tabla 2.4. En las figs 2.3 a 2.8 se muestra en forma esquemática la forma de análisis de cada uno de los análisis planteados en la tabla 2.4

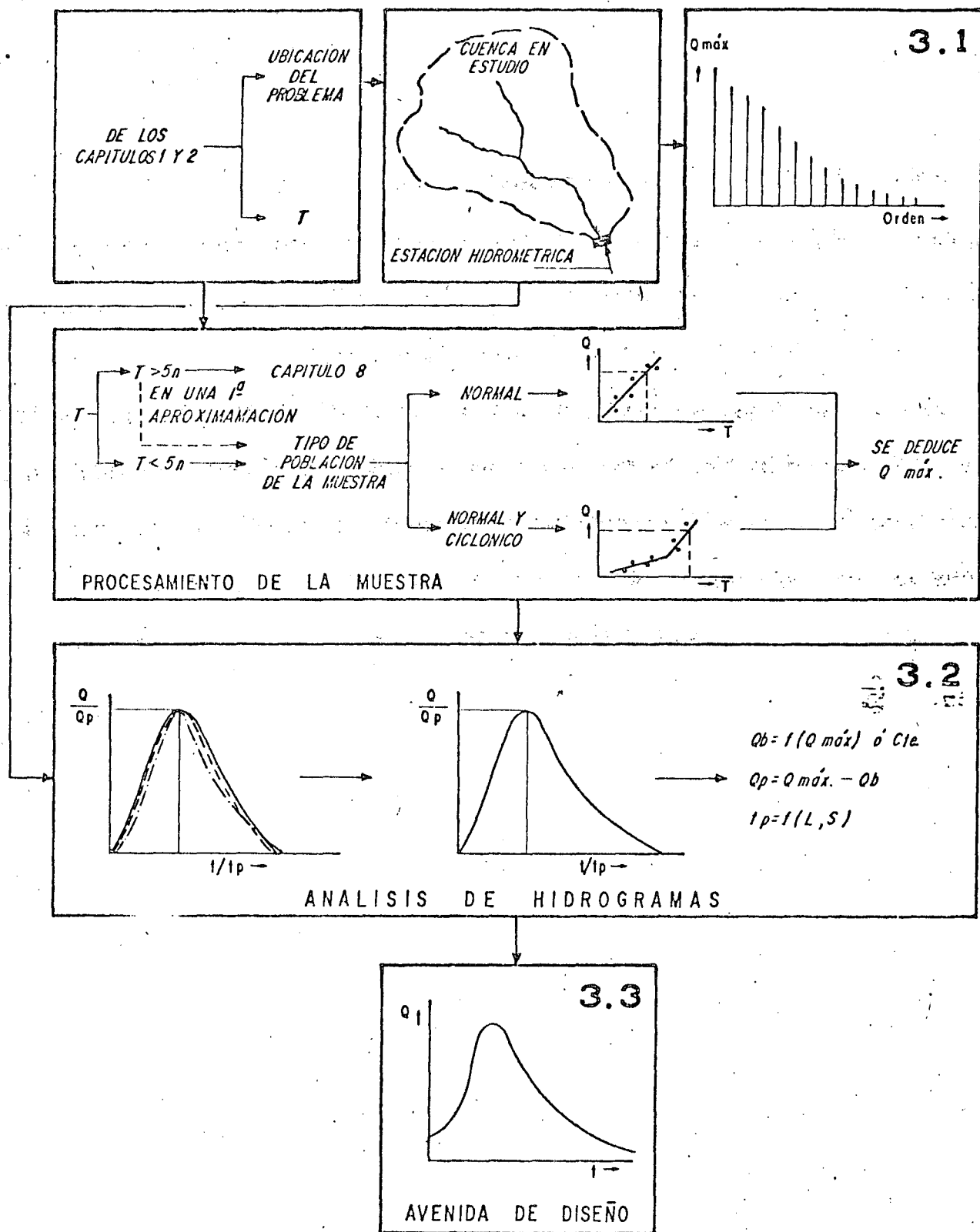


FIG. 2.3
ANALISIS DE LOS ESCURRIMIENTOS

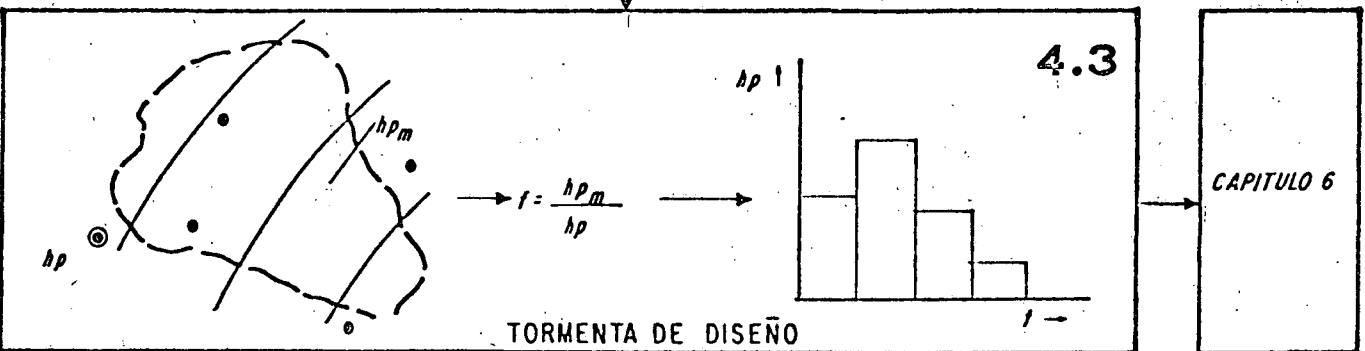
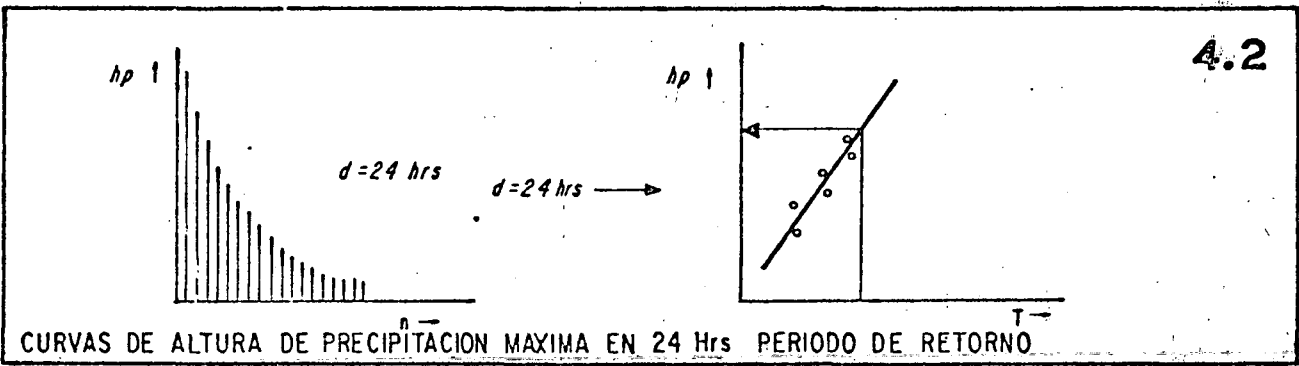
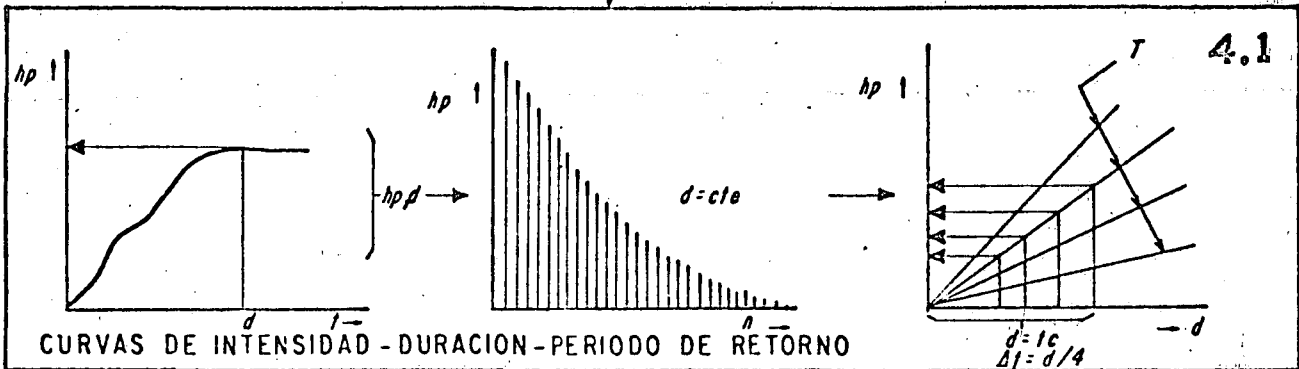
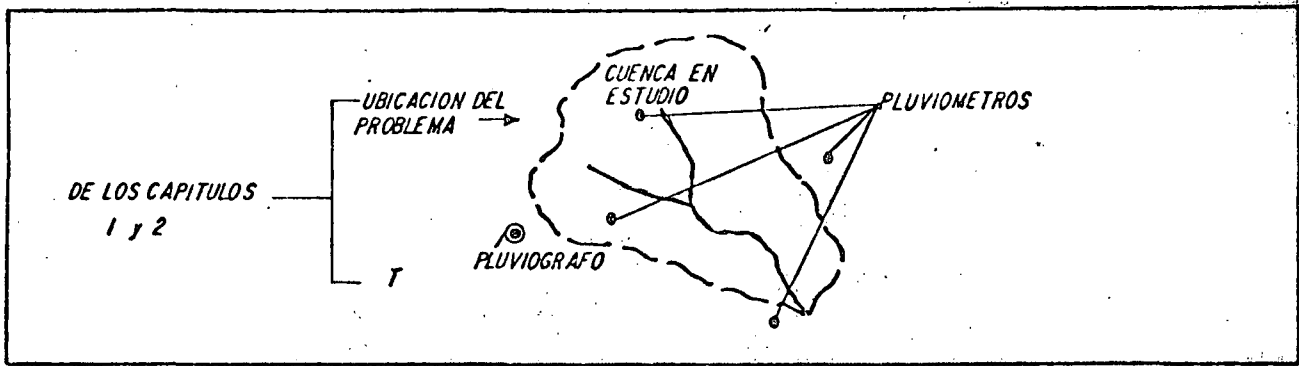


FIG. 2.4
ANALISIS DE LLUVIAS LIGADAS A PERIODOS DE RETORNO

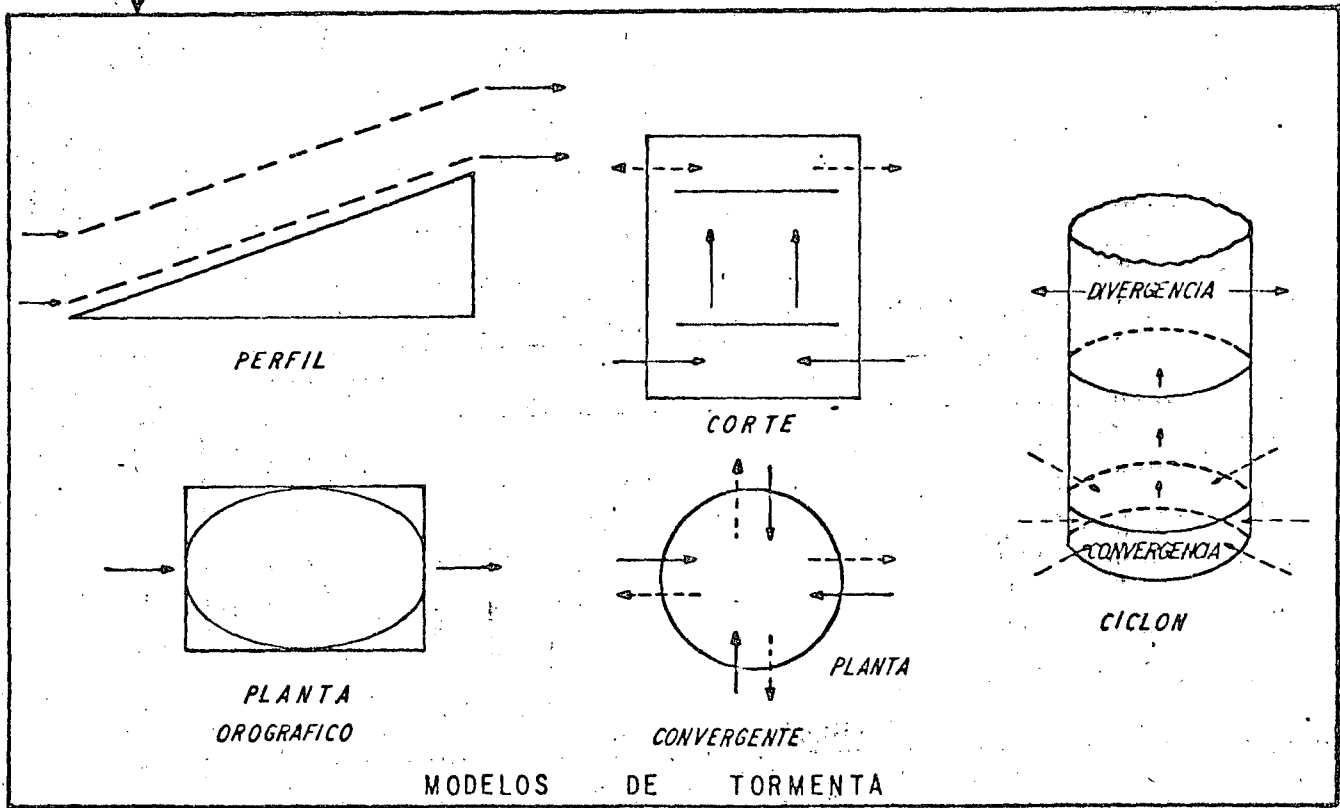
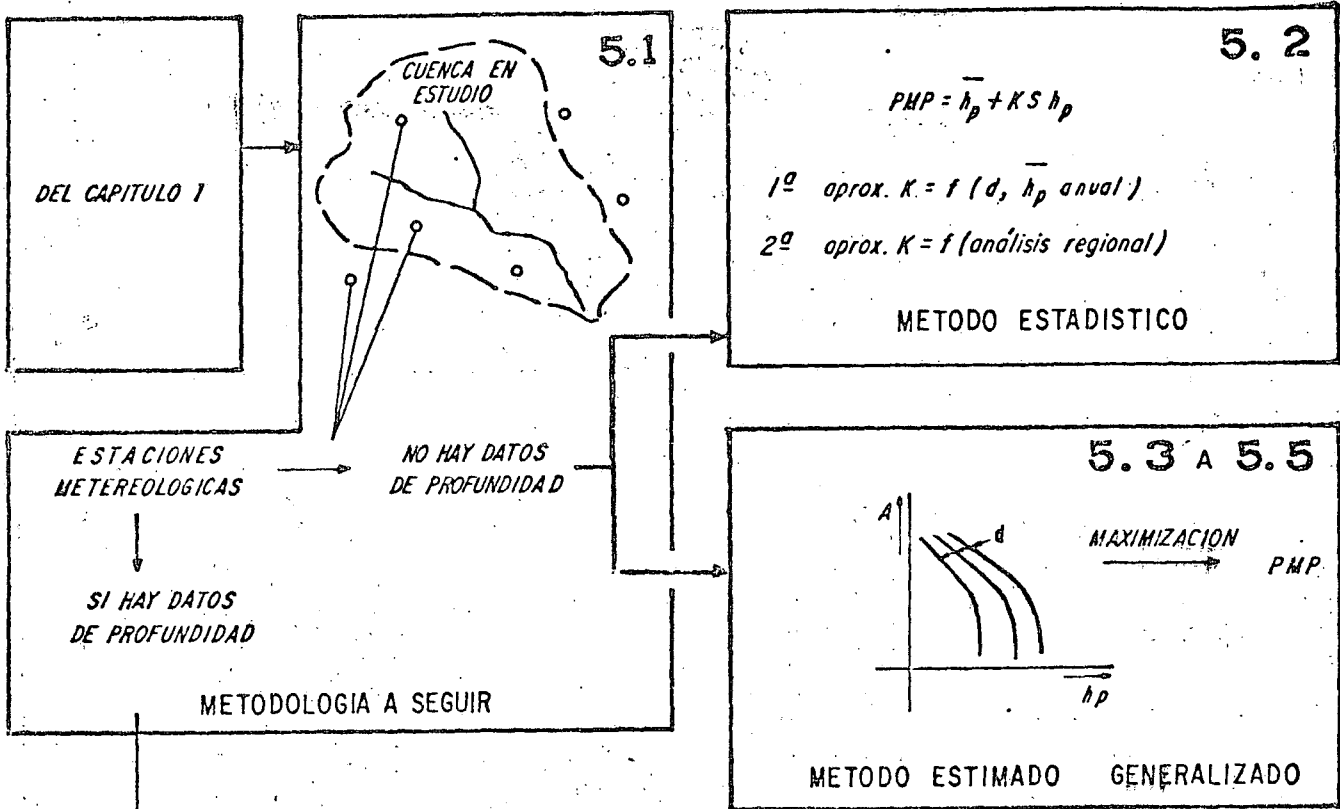


FIG. 2.5
PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE

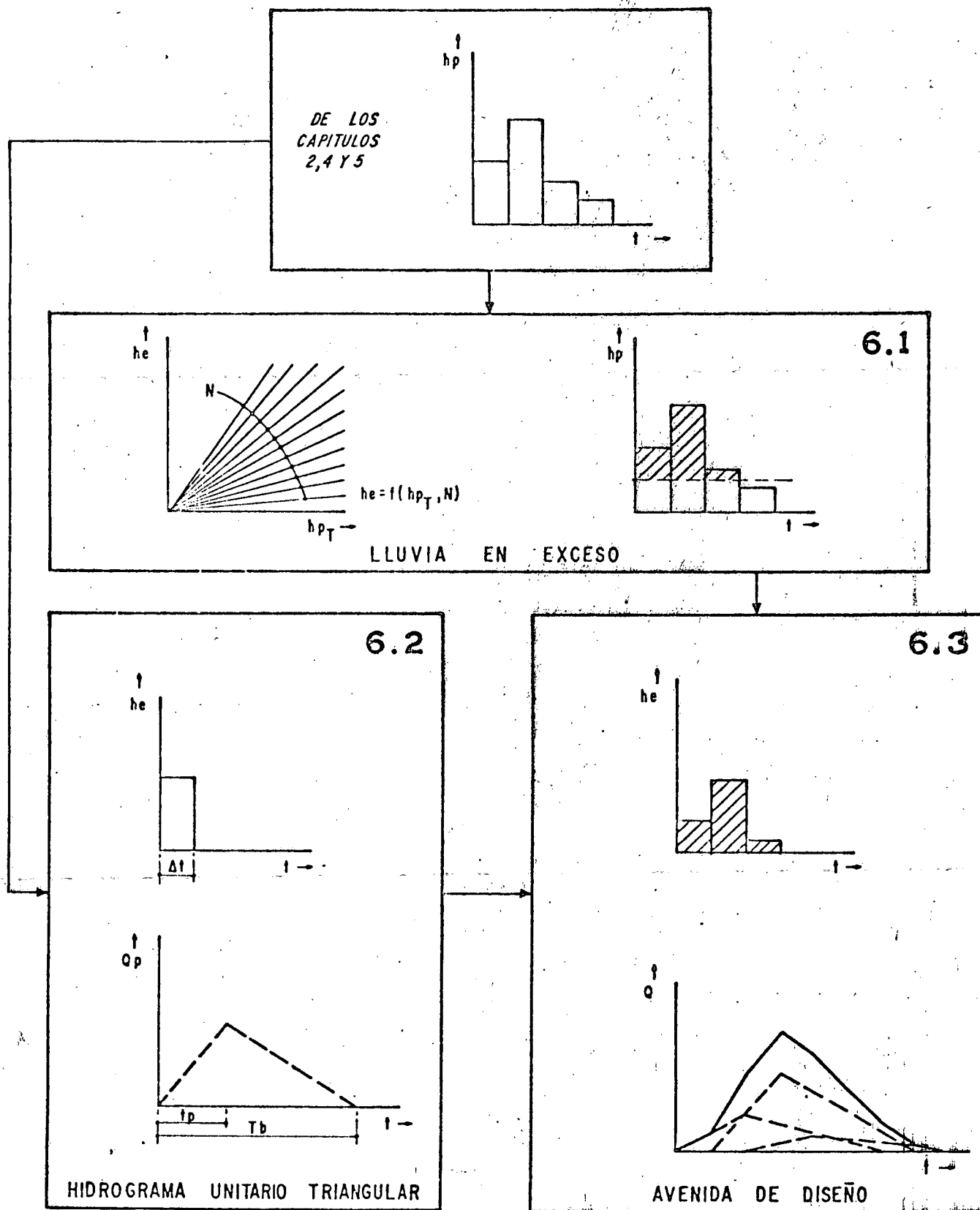


FIG. 2.6
RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO

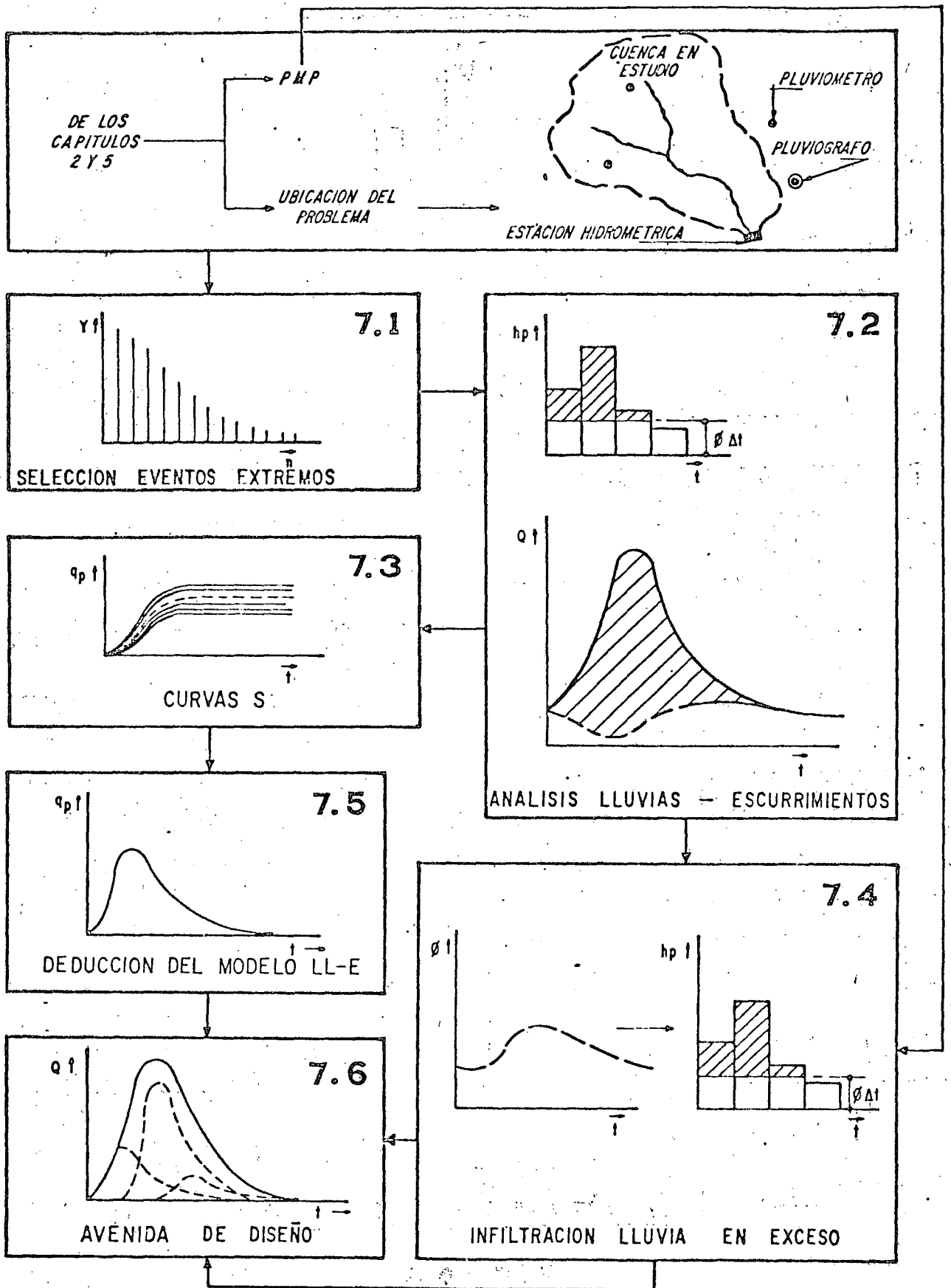


FIG. 2.7
MODELO LLUVIA - ESCURRIMIENTOS

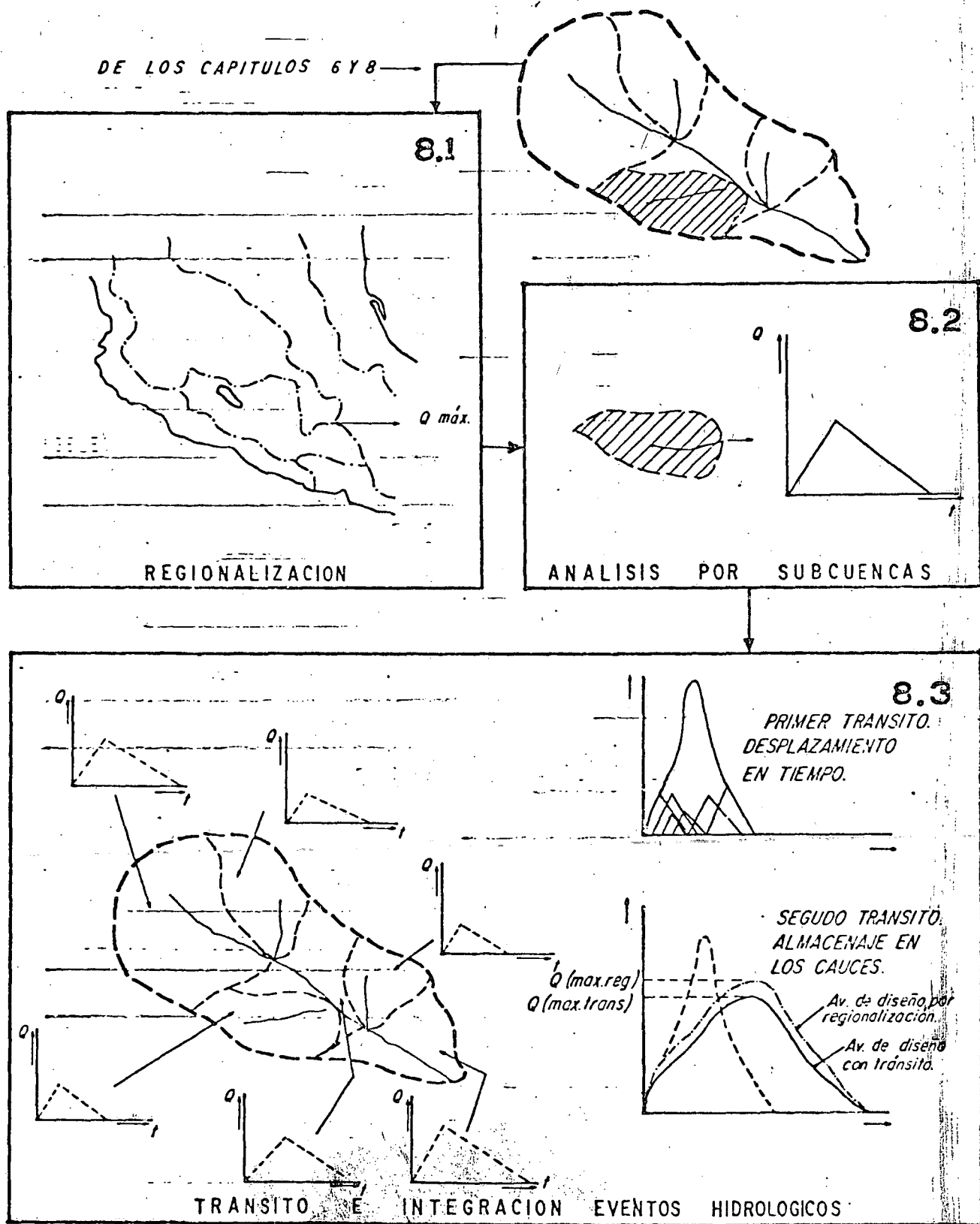
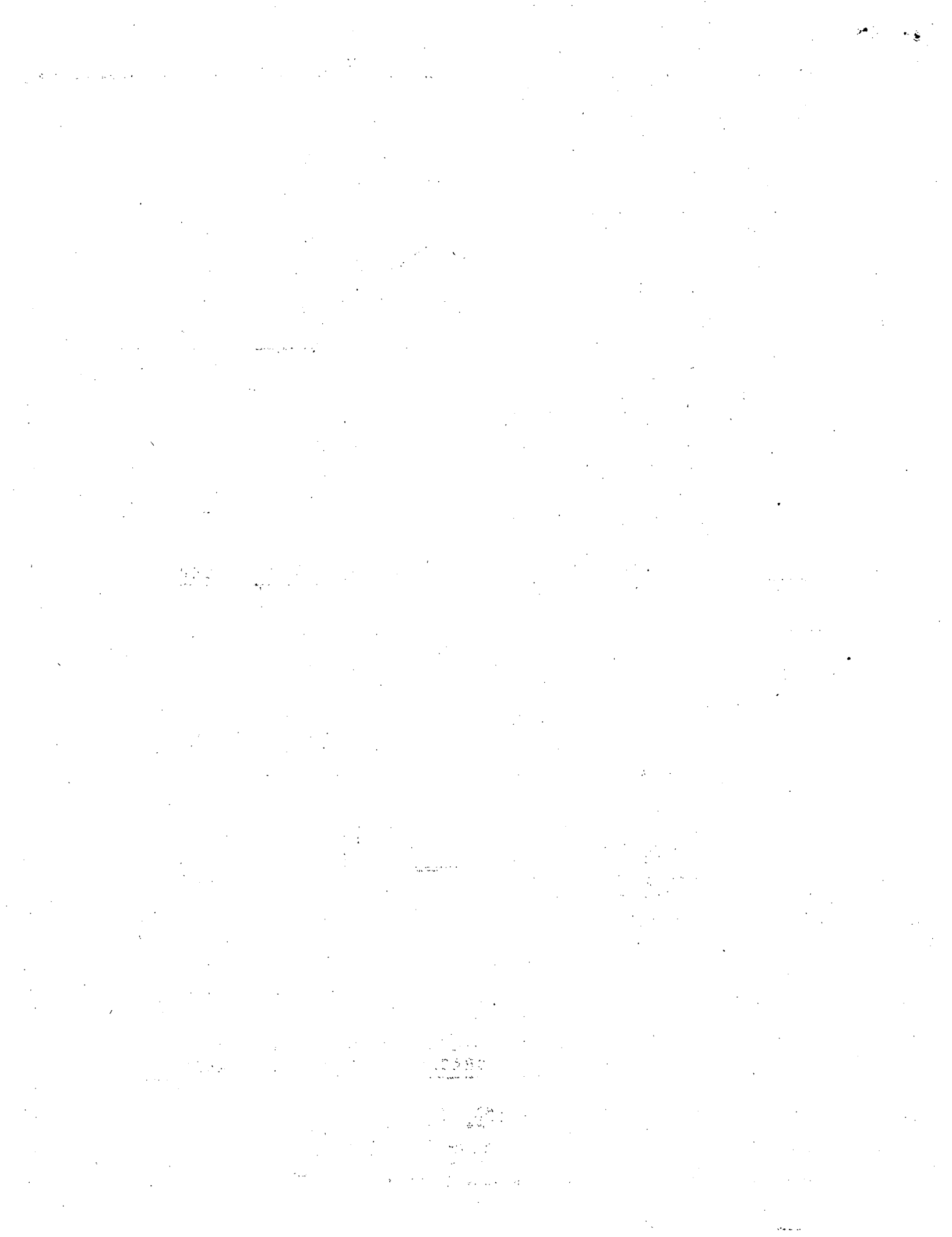


FIG. 2.8
INTEGRACION DE EVENTOS HIDROLOGICOS





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



OBRAS HIDRAULICAS

ASPECTOS GENERALES DE LOS APROVECHAMIENTOS
HIDRAULICOS SUPERFICIALES

ING. JOSE MANUEL ZAMUDIO MORALES

NOVIEMBRE, 1978.



Aspectos Generales de los Aprovechamientos Hidráulicos Superficiales.

a). - Indicadores de la planeación. -

Para hacer un aprovechamiento de aguas superficiales, se requiere como base principal, que sea necesario hacerlo, para satisfacer una necesidad real, y que además haya el recurso agua, - en la cantidad que se requiere y de calidad adecuada para satisfacer las necesidades.

Es sabido por todos, que el agua es un elemento generalmente escaso y que en muchos casos debe preferirse el satisfacer alguna de las varias necesidades por cubrir siendo en nuestro país las prioridades principales, de más a menos importantes, las siguientes :

- I Usos domésticos
- II Servicios públicos urbanos
- III Abrevadero de ganado
- IV Usos Agrícolas
 - a). - Ejidales y comuncales
 - b). - De propiedad privada
- V Industrias
 - a). - Generación de energía hidroeléctrica
 - b). - Usos industriales varios
- VI Acuacultura

En nuestro caso, vamos a referirnos a -
usos agrícolas, es decir : al riego para cultivos agrícolas; pero los -
principios que aquí se exponen, pueden aplicarse en forma parecida pa
ra las demás necesidades.

Las obras de riego, las desarrolla funda
mentalmente el Gobierno, por conducto, actualmente, de la Secreta - -
ría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, que es heredera de la Se -
cretaría de Recursos Hidráulicos, que a su vez sustituyó a la Comisión
Nacional de Irrigación, que se creó durante la Presidencia del Gral. -
Plutarco Elías Calles, el año de 1925.

Grande Irrigación se ha encargado de la
construcción de las presas de gran capacidad, para desarrollar las -
extensas zonas de riego que producen la mayor parte de los alimentos
agrícolas que requiere el país.

Pero esas grandes obras, sólo son facti -
bles y convenientes en las partes del país, a donde ya se han reunido -
caudales fuertes de agua, y donde hay extensiones grandes de tierra -
para cultivar.

Nuestro país ha sido tradicionalmente -
agrícola y así no podemos borrar de nuestro paisaje mexicano, los -
campos cultivados de maíz, trigo, hortalizas, etc.

Para llevar el beneficio del agua a todos esos lugares donde viven tantos mexicanos dedicados a la agricultura, se sigue un plan Nacional Hidráulico, del cual forma parte el Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural.

Como dije al principio, para hacer una obra hidráulica, se requiere que haya agua, y que sea factible hacer el aprovechamiento y que sea necesaria la obra.

Existen en nuestro país, 95400 poblaciones rurales, es decir, con menos de 25 000 habitantes y en las que se requiere el riego. Si tuvieran ese beneficio, resolverían sus problemas alimenticios, mejorarían sus condiciones de vida y se evitaría el éxodo de agricultores a las grandes ciudades y al extranjero.

Desafortunadamente no es posible resolver simultáneamente los problemas de todas esas poblaciones, por lo que se hizo el plan a que me referí antes.

Fundamentalmente, se dividió la nación en seis zonas agrupando en cada una de ellas pueblos con características y necesidades similares. De por sí, ya éstas zonas tienen una prioridad especial debido a la urgencia de que sean atendidos.

Los problemas más urgentes, que no siempre son los que tienen más probabilidades de resultados favora-

bles, se detectan en el inventario de aprovechamientos futuros, y en las solicitudes de los usuarios, que llegan en una forma directa o por medio de las agrupaciones campesinas, o de las autoridades Municipales o Estatales respectivas.

Se hace una visita de inspección y en ella se obtienen muchos indicadores, como son :

1. - Si hay posibilidad de agua
2. - Si es posible aprovecharla y cómo.

En nuestro caso, si hay vaso y boquilla. Su geología, su zona de riego. Idea de las dimensiones de la obra.

3. - Información socioeconómica.

Si el aprovechamiento que es factible es aceptado por los usuarios o se requiere una labor de promoción. Si es necesaria la obra para resolver el problema local.

Vías de comunicación. La educación en las aulas y los conocimientos agrícolas de la población.

Con estos datos y todos los que se crean convenientes agregar, se hace una estimación de prioridades.

Suele usarse un juego de planos transparentes, que pueden superponerse para encimarlos y poder contemplar en conjunto cuáles son los aprovechamientos de primera prioridad. - Además, usando un programa de máquina electrónica, se estudian y - sopesan los diversos indicadores anotados. De ese estudio resulta un primer programa para estudios.

Cabe mencionar, que siendo limitada la cantidad de agua con que se cuenta, debe hacerse un estudio por cuencas, a fin de comprobar que el líquido existente se distribuye equitativamente en todas las partes de ella.

En los estudios, puede haber algunos - que sean determinantes para definir el proyecto.

Los estudios más importantes son:

1. - Topográfico
2. - Hidrológico
3. - Agrológico
4. - Geológico
5. - De materiales para construcción
6. - De mecánica de suelos y de rocas
7. - De sismicidad
8. - De permeabilidad

9. - De vías de comunicación

10. - Socioeconómicos

11. - Algún aspecto especial

Alguno de ellos puede ser determinante. -

Más adelante se estudiarán, con el Maestro de Ingeniería, Ing. Oscar Vega Roldán, cuáles de estos aspectos son favorables para hacer la obra, Se deberá procurar que se logre un equilibrio entre todos los factores; para lograr que la obra que se proyecte, sea exactamente la requerida y que satisfaga las necesidades para las que se requiere.

b). - Tipos de aprovechamiento de aguas superficiales:

el agua que se encuentra en los mares, en los lagos, los ríos, en la superficie de la tierra, etc., por efecto del calor del sol se evapora y pasa a forma parte de la atmósfera.

El aire, que está formado por varios gases, de los que los principales son el oxígeno, el nitrógeno y el hidrógeno, tiene un poder de contener vapor de agua, poder que es más alto a medida que está más caliente.

Al actuar el calor del sol sobre el aire, éste está en condiciones de saturarse más de vapor de agua, la que también se evapora por el calor del sol y para satisfacer la avidez de agua que tiene el aire.

El aire, caliente y cargado de agua, tiende a subir por convección a la parte alta de la atmósfera y poco a poco o rápidamente se va enfriando y perdiendo su capacidad para retener el agua, por lo que ésta inicia su condensación y produce las nubes.

Las nubes, por efecto de los vientos pueden llegar a la parte de tierra, a las montañas y ahí o sobre los mares, se enfrían y producen la lluvia, el granizo o la nieve, según sea la violencia del cambio y la pérdida de calor. Cuando el producto de la condensación cae sobre la tierra, tiende a correr sobre la superficie del terreno, siempre hacia abajo, siguiendo la línea o recorrido de mayor pendiente. Una parte de esta agua se filtra para incrementar las aguas o almacenamientos subterráneos. A veces se forman las corrientes artesianas que tienen mucha presión y que a veces brotan en manantiales naturales; otra parte del agua es aprovechada por las plantas y los animales. Otra se queda retenida en lagos, partes bajas del terreno, o en algunos almacenamientos artificiales. El resto del agua escurre superficialmente y forma los arroyos, los ríos, que son la fuente principal por aprovechar en aguas superficiales.

Estas aguas estarán cargadas de los materiales que pueden arrastrar, como sales en disolución, arcillas, limos, gravas y cantos rodados, producto de la erosión y de otros elementos que hayan causado el hombre y los animales, como son los desechos

de las fábricas, basuras, producto de talas y desmontes, productos de excavaciones y trabajos de labranza mal ejecutados, etc. Estos acarreos pueden llegar a hacer que el agua no sea aprovechable para los usos a que se les destina.

También puede haber otro origen de aguas, que son aprovechadas para riego, con algunos inconvenientes serios: las aguas residuales del drenaje de las ciudades.

En resumidas cuentas, todas las aguas superficiales se reúnen en canales naturales superficiales, que son los ríos.

Su aprovechamiento consistió en sacar el agua de esas corrientes para utilizarla en riego de cultivos.

El río, es la fuente, que puede verse incrementada con algún manantial.

La obra que hagamos para utilizarla, es la captación. Hay captaciones desde la más rudimentaria, como el shaduf egipcio, la chinampa mexicana, la rueda de paletas y cubos, etc., hasta las presas más modernas y las plantas de bombeo más refinadas.

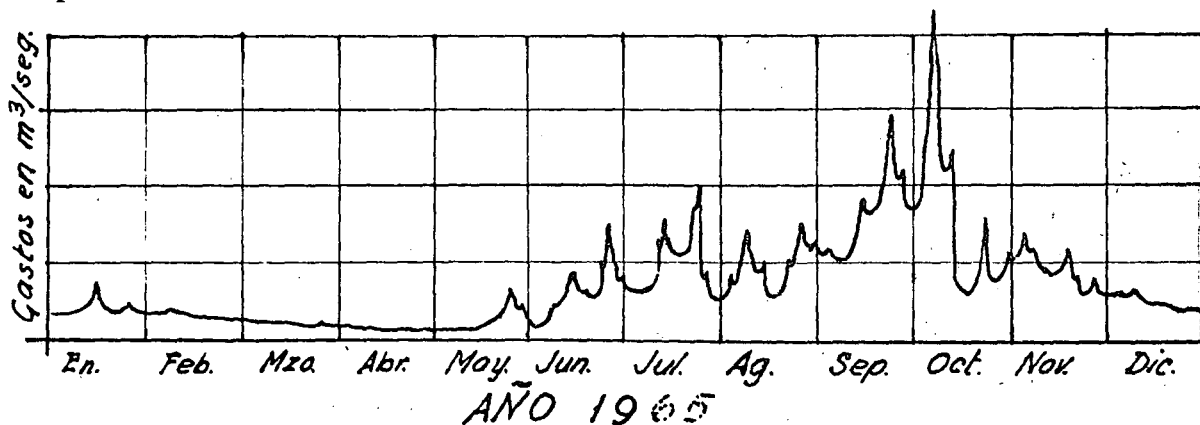
Actualmente, se puede decir que las aguas superficiales se pueden utilizar por medio de derivaciones o por almacenamientos.

Dentro de las primeras, pueden considerarse :

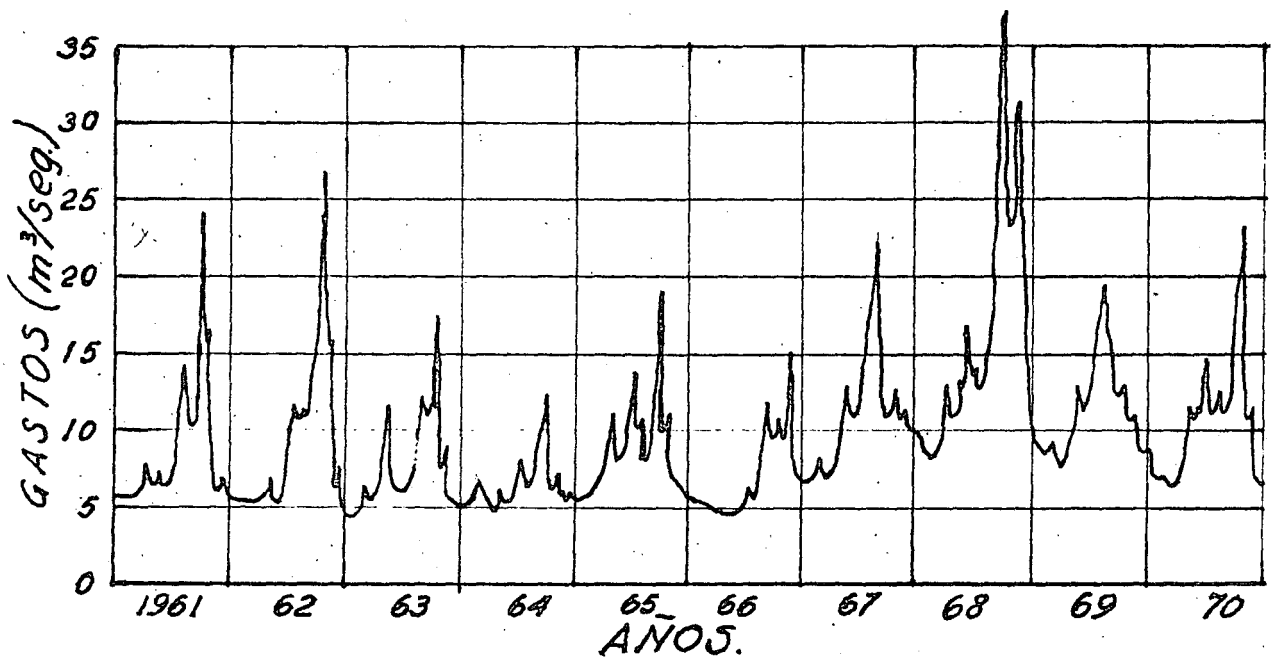
Derivaciones { Toma directa
Barraje
Diques para extraer aguas subálveas
Galerías para extraer por filtración aguas subálveas
Presas derivadoras.
Plantas de bombeo

c).- Para las derivaciones, es necesario contar con un escurrimiento que tenga caudal adecuado y tirante apreciable para hacer factible la toma, y que este caudal sea suficiente y oportuno para satisfacer las necesidades de la demanda.

Podemos tener idea de los escurrimientos de un río si estudiamos su hidrograma. Hidrograma, es una gráfica que se hace con los gastos instantáneos del río, referidos al tiempo.



El hidrograma de un río, es la historia de cómo han ocurrido los escurrimientos por ese conducto natural durante los últimos años. Puede observarse que en muchos casos los hidrogramas anuales son muy parecidos unos a otros. Que se presenta un gasto más o menos apreciable y de valores muy semejantes siempre, en las mismas épocas y que se presentan avenidas en los meses lluviosos muy parecidos en valor, en número y en duración. Este hidrograma, es de un río con régimen regular. Puede suponerse que durante los años próximos va a continuar escurriendo en forma semejante. Presentemos el hidrograma de unos diez años de un río " X "



Si queremos utilizar 5 m³/seg., podemos extraerlos por derivación casi con seguridad durante todo el año, ya que en el hidrograma conocido, todo el tiempo se tuvieron gastos iguales o mayores a ese valor.

En cambio si queremos obtener, porque esas sean las necesidades, 10 m³/seg. Sólo vamos a poder sacarlos en algunos meses del año, Será factible el aprovechamiento si encontramos un cultivo que complete su ciclo en esa época determinada en que se puede obtener el gasto deseado o que sólo requiera riegos de auxilio para completar sus ciclos.

Habrán ríos que tengan un hidrograma muy irregular que no deben aprovecharse por derivación.

Los hidrogramas, que seguramente los estudiarán posteriormente, se obtienen con mediciones que se hacen en las estaciones hidrométricas o que se deducen por medio de cálculos indirectos.

Si un río tiene escurrimiento alto y con tirante apreciable, aún cuando sea en algún lugar determinado (pozas) - podrá utilizarse una toma directa.

Si el valor es bajo, y el tirante pequeño, o muy amplio el cauce del río, habrá que ir pensando en obturar el río con algún obstáculo, para retener el agua y elevar el tirante con el fin de poder hacer la extracción.

Puede haber derivaciones desde las más sencillas, como las tomas directas y los barrajes, pero puede llegarse a las presas derivadoras, formalmente hechas, con todas sus partes y de tipo permanente.

Una presa derivadora, es una construcción que se interpone al escurrimiento de un río con el objeto de remansar el escurrimiento normal del agua, para obligarla a alcanzar mayores alturas y poder hacer la derivación de las aguas por una o por las dos márgenes del río.

Consta de :

a). - Un dique que debe permitir el paso libre de las aguas sobrantes o de avenidas que lleve el río, El dique puede ser vertedor en toda su longitud o en parte de él, según sean las necesidades.

b). - Una toma, instalada dentro de una estructura desarenadora.

c). - El desarenador; es un canal generalmente más o menos paralelo al cauce del río, que tiene varias funciones:

1. - Permitir la construcción de la toma en condiciones lo más favorables posible.

2. - Llevar hasta la toma el agua que va a extraerse, con una velocidad siempre tan baja, que permita que las gravas, arenas y parte de las arcillas que transportan naturalmente las aguas, se depositen en él antes de entrar a la toma.

3. - Al cerrar la o las compuertas de la toma y abrir la o las compuertas del desarenador, provocarán escurrimiento rápido, que lave el desarenador, que garantice la toma del agua y de un canal en la descarga, para que el funcionamiento del conjunto sea el deseado.

La toma se hace perpendicularmente al escurrimiento del agua, para evitar en lo posible la entrada de azolves a los canales.

Las presas derivadoras, que relativamente son más baratas que otros tipos de aprovechamientos, (cuando se usan como obra única de captación**) tienen el inconveniente de que el agua debe aprovecharse tan pronto como se extrae. Muchas ve

** Las presas derivadoras, son muy usadas en combinación con los almacenamientos. Algunas veces para alimentar un vaso topográficamente de gran capacidad y geológicamente de buenas características, pero que tiene cuenca propia pequeña, se deriva el caudal de algún río vecino, que es de escurrimiento apreciable y no se utiliza, construyendo en el segundo una presa derivadora y por medio de canales, se lleva el agua al primero.

También una presa derivadora suele auxiliar a un almacenamiento, cuando éste está construido en un lugar distante de la zona de riego, aguas abajo, y a los lados del mismo río. A veces, si las características de impermeabilidad del cauce son favorables, las aguas de la toma se arrojan al río que se usa como canal de conducción y en el lugar apropiado, cercano a la zona de riego y que topográficamente la domine adecuadamente, se establece una presa derivadora en la que se iniciarán los canales de riego.

ces coinciden las épocas en las que es posible la derivación con la -
temporada en la que los cultivos no requieren riego porque están -
" llovidos "

En cambio en otras ocasiones se re--
quiere el agua y no se tiene en la cuenca, ni ha llovido en los campos,
presentándose una situación aflictiva.

En estas condiciones, es conveniente -
pensar en un aprovechamiento de las aguas del río por almacenamien
to, que nos permite captar los escurrimientos cuando los hay en el -
río y entregarlos a la zona de riego cuando y como se requieren.

d). - Presas de almacenamiento. - -

Así pues, para lograr el almacenamiento conveniente, se busca en el -
mismo río o en alguna corriente próxima, un lugar de amplitud sufi -
ciente para formar un vaso.

Generalmente es un valle de poca - -
pendiente longitudinal, con partes planas lo más amplias posible en
el fondo y que termine en un estrechamiento llamado boquilla, que -
permita, por topografía y por geología, construir una presa (que -
suele también llamarse " cortina " ó " dique ") que cierre el va
so en su final. Tanto el vaso como la boquilla, deben tener caracter
ísticas de impermeabilidad que hagan posible y conveniente la - -
obra (si ésta ha de usarse para almacenamiento).

Se procura dentro de lo posible, buscar un equilibrio entre la " magnitud de la fuente ", " la capacidad de la presa " y la " extensión de la zona de riego ", de acuerdo con los cultivos que se espera sean implantados. Los dos últimos aspectos, tendrán que sujetarse al más desfavorable de los tres.

Permítaseme llamar " cortina " a la estructura que cierra el vaso, por claridad, ya que el término " presa " puede involucrar a todo el conjunto de las obras y el vaso mismo. Por otro lado : diques, solemos llamarles a las estructuras auxiliares con que se cierran algunas puertos topográficos de menor elevación que el de las aguas máximas embalsadas y que se requieran para completar la capacidad del vaso.

Así pues, se procura construir la cortina de manera que resulte una obra segura, impermeable, du-
rable y económica.

Las tres primeras condiciones se de-
berán lograr para cualquiera que sea la alternativa definitiva. La tercera, nos permite o más bien nos obliga a estudiar cuál es la alternativa mejor, en cuanto al tipo que deba usarse y a la mejor ubi-
cación tanto de la cortina como de sus obras auxiliares : vertedor y toma, por topografía, geología y todos los demás aspectos.

Debe procurarse, por lo tanto, aprovechar lo mejor posible los materiales con que se cuenta en la localidad, y dentro de ella, en las proximidades de la boquilla, para tener el mínimo de acarreo, fundamentalmente en los materiales que forman el mayor volúmen del cuerpo de la cortina.

Así, si se cuenta con tierra arcillosa - apropiada para un núcleo impermeable, materiales gruesos, de acarreo y roca de buena calidad, puede pensarse en una presa de materiales flexibles.

Si existe abundante roca de buena calidad, y pocos agregados para concreto, puede pensarse en una cortina rígida de mampostería. Si existen muchos agregados, puede pensarse que sea de concreto o de concreto ciclópeo.

Pero el tipo de cortina que debe usarse, puede quedar definido por otros factores, como son :

Topográfico

Hidrológico

Geológico y Geotécnico

Calidad de los materiales de la boquilla permeabilidad

Sismicidad

Mecánica de suelos y de rocas

Calidad y características físicas de los materiales para la construcción

Problemática Social

Problemática de otros tipos

Un estudio técnico breve, puede indicar cuáles son soluciones viables, y si no hay preferencia por alguna en especial, se deberán hacer los anteproyectos correspondientes para estudiar los pros y los contras de cada uno de ellos y decidir finalmente, - cuál es el más adecuado y más barato, sacrificando a veces algo de la economía en beneficio de la calidad y la seguridad de la obra.

Conviene anotar que a veces la localización y tipo de la obra de control y excedencias y aún de la toma, pueden influir en el tipo y diseño de la cortina.

Cualquiera que sea la cortina escogida, debe de ser segura; es decir: que no esté en peligro de ser rebasada por aguas sobrantes.

Que no sea volteada por la presión del agua de por sí, cuando es incrementada por efecto de los temblores.

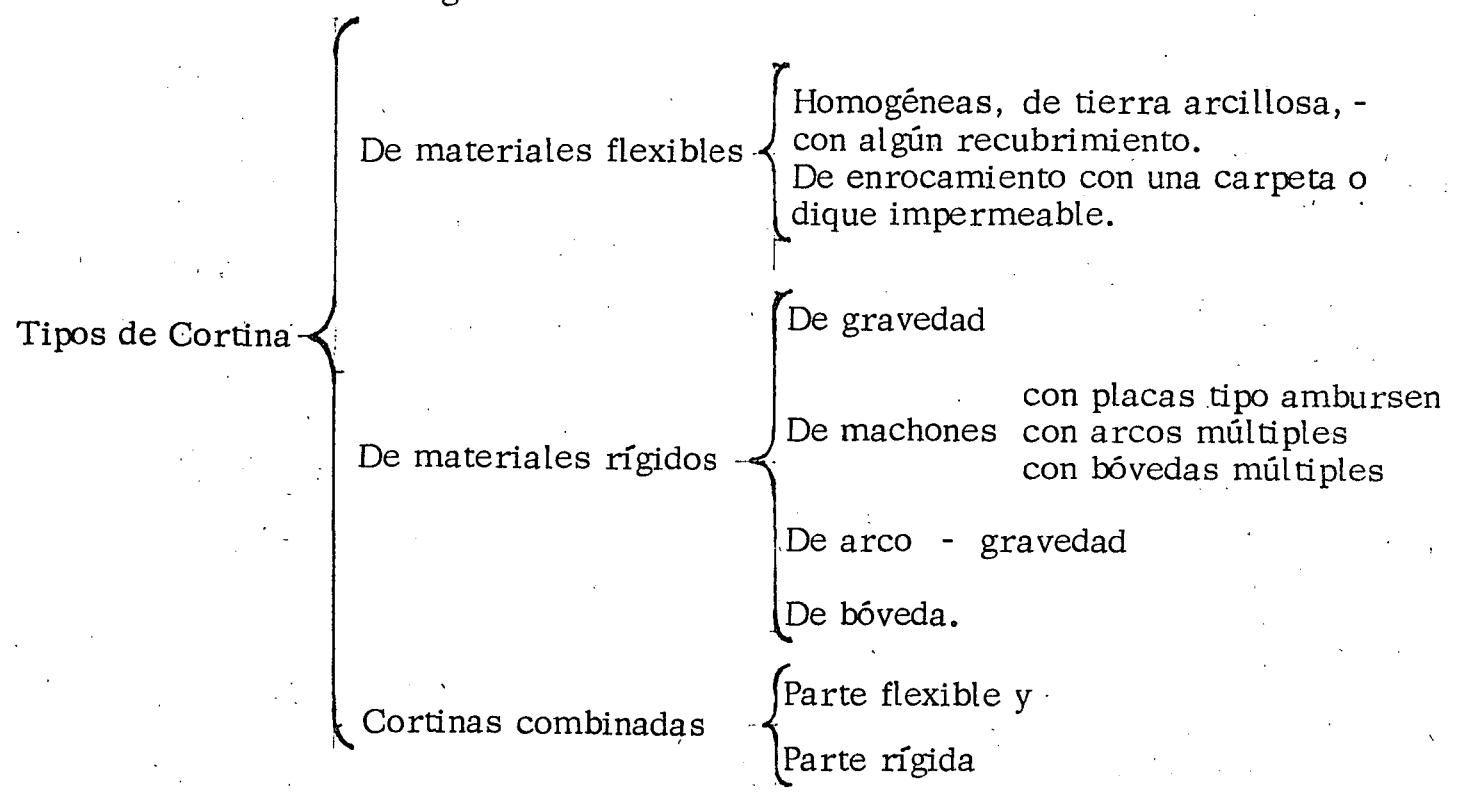
Que la resistencia de sus materiales no sea rebasada por las cargas y

Que no falle la cortina por esfuerzo fricción-cortante.

Debe la cortina ser impermeable - dentro de límites aceptables, tanto en su curepo como en su cimentación, por lo que deberán quedar íntima y adecuadamente ligada obra y terreno, en toda la extensión del contacto. El terreno abajo de la cortina, deberá garantizar de por sí o por tratamiento especial, la estabilidad de la obra y la impermeabilidad de la presa.

Si la obra se construye siguiendo - técnicas adecuadas y se siguen todas las precauciones debidas, se lo gará una obra permanente, durable.

Se puede decir que los tipos de cortina son los siguientes :



Las obras de control y excedencias, serán motivo de pláticas especiales, pero aquí puede comentarse lo siguiente :

Si se observa el hidrograma de cualquier río que se pretenda aprovechar, se notará que hay épocas dentro de cada año, en las que se presentan avenidas de mayor o menor importancia y otras en las que baja mucho el escurrimiento del río, pudiendo llegar a ser nulo totalmente. La suma de los volúmenes escurridos, es el " escurrimiento anual " correspondiente a ese año, Pero todos los años son diferentes los escurrimientos anuales correspondientes. Conviene por lo tanto referir el aprovechamiento al escurrimiento medio anual, que será el promedio de todos los años del lapso continuo, estudiado. Según la técnica más aceptada actualmente, no conviene aprovechar el 100 %, desde el punto de vista económico. Se procura lograr digamos el aprovechamiento de un 80% del escurrimiento medio anual. Esto es más difícil a medida que el escurrimiento es más errático, lo que además obliga a dar capacidades mayores a la correspondiente al medio anual, con el fin de poder dar algo de agua de los años buenos a los años malos.

Y aún así, habrá años en los que las grandes avenidas no van a caber dentro del vaso preparado y hay que darles salida para que no destruyan la presa.

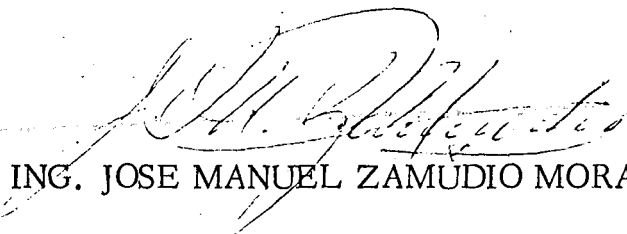
En algunas obras, se construyen obras de excedencia (que la mayoría de las veces son vertedores) -

que permiten la salida libre y automática del agua cuando se logra el embalse deseado. En otras se construyen mecanismos de control, en combinación con capacidades adicionales de almacenamiento, que dan la oportunidad de manejar las aguas excedentes, permitiendo que salgan de la presa en la oportunidad y forma que más convenga, a voluntad del que opera la obra o según un plan preconcebido. Los primeros se llaman : de cresta libre y los segundos : de cresta controlada.

Los vertedores de excedencias, pueden quedar alojados en el cuerpo de la cortina si ésta es de materiales rígidos, especialmente en las llamadas presas de gravedad. En los de más tipos y pudiera ser que también en algún caso en las de gravedad, el vertedor se localiza junto a la cortina, pero fuera de ella, en terreno firme o en algún lugar apropiado, alejado de ella.

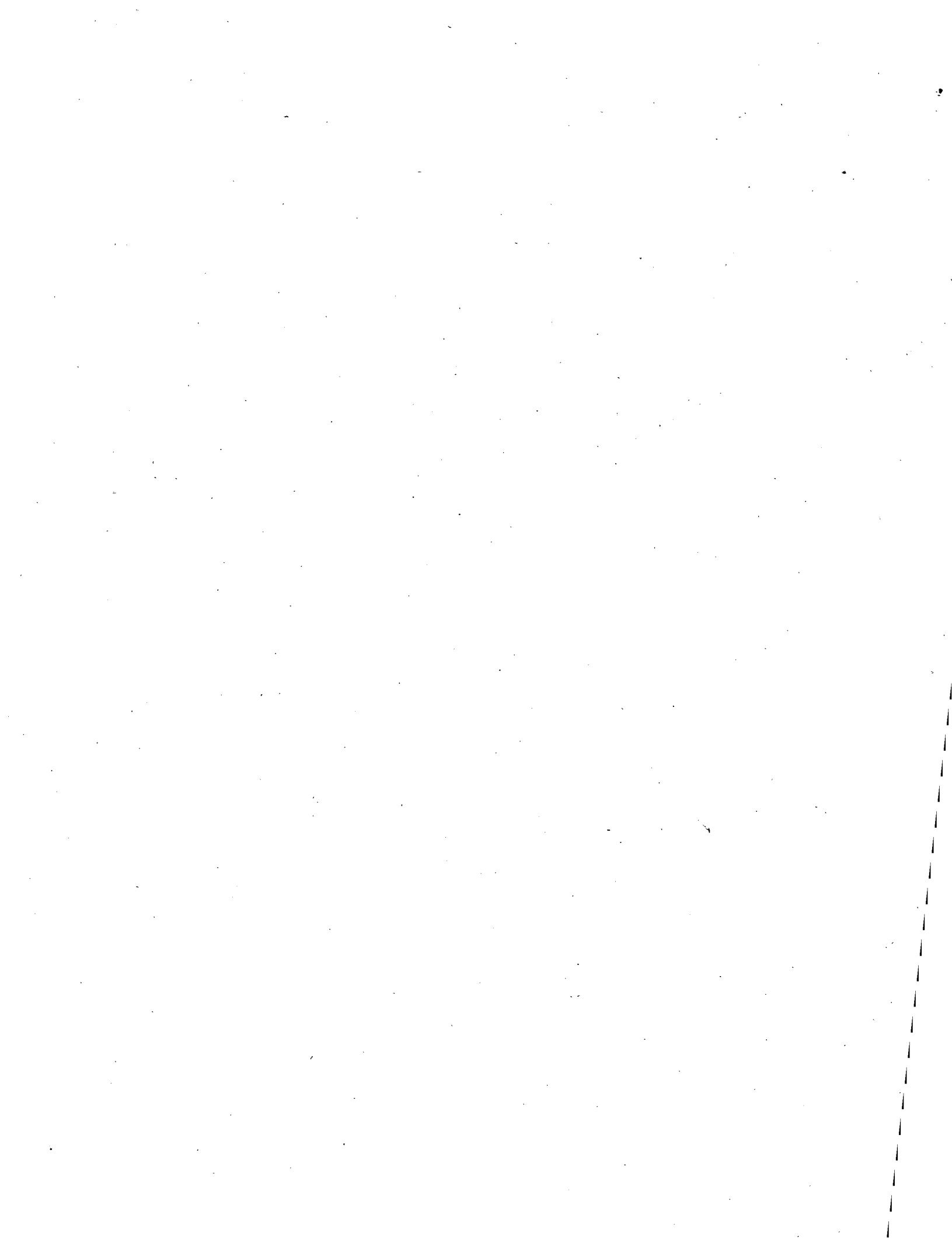
En cuanto a la obra de toma, se puede adelantar, que puede extraerse el agua de un vaso de almacenamiento por su parte baja, o media, por gravedad; o por arriba, por medio de bombeo. Esto último es raro y desde luego más caro, sobre todo durante la operación.

Las obras de toma, podrán alojarse en el cuerpo de la cortina si ésta es de materiales rígidos o fuera de ella, o, mediante un túnel o un tajo, en un lugar más o menos alejado.



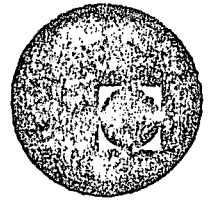
ING. JOSE MANUEL ZAMUDIO MORALES

México, D. F. noviembre de 1978.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

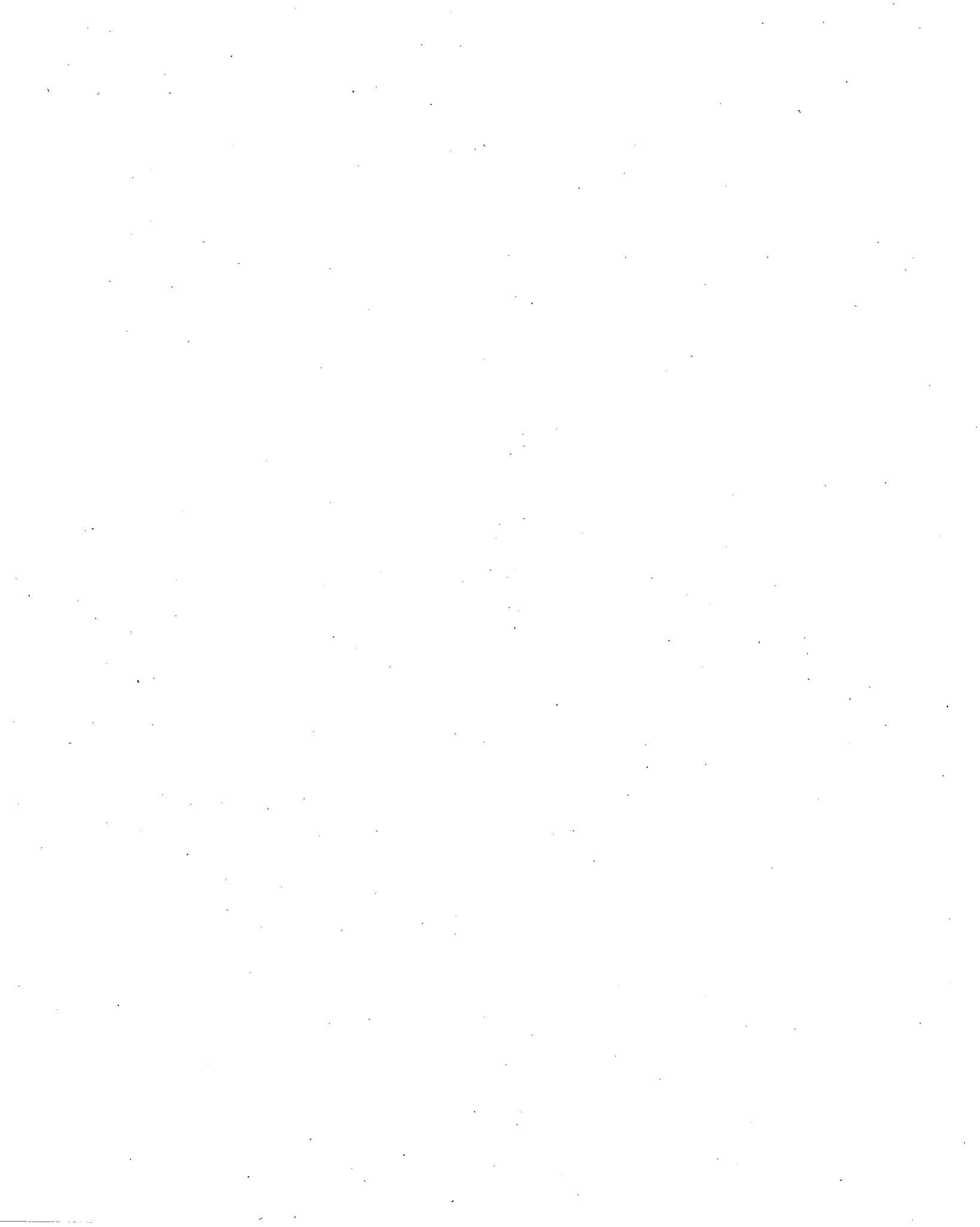


OBRAS HIDRAULICAS ALMACENAMIENTO Y
COND UCCION

ELABORACION Y ANALISIS DE ANTEPROYECTOS

ING. MACARIO VEGA P.

NOVIEMBRE, 1978.



CURSO DE OBRAS HIDRAULICAS
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

U N A M

ELABORACION Y ANALISIS DE ANTEPROYECTOS

Una de las actividades más importantes en los proyectos de obras hidráulicas, es la elaboración de anteproyectos.

Hablando de Obras de Ingeniería, ¿Qué es un Anteproyecto? Un Anteproyecto no es simplemente un bosquejo de lo que va a ser un proyecto. Un Anteproyecto es la elaboración de un estudio previo con uno o más planos, donde se establecen los lineamientos del proyecto definitivo, basado en la información mínima disponible y que se irá ampliando a medida que se cuente con mayor información.

Se puede considerar que el éxito de un proyecto de obras hidráulicas está en función directa de la elaboración de un buen anteproyecto.

Cualquiera pensará que hacer anteproyectos carece de interés, ya que se piensa que en general no van a servir en forma inmediata para la construcción de las obras, y que lo que se está haciendo, sufrirá cambios a medida que se disponga

de mayor información y se vayan afinando los mismos; lo anterior es un error ya que quien debe elaborar los anteproyectos, de cualquier índole que éstos sean, deberán ser personas con suficiente capacidad para planear en forma integral las diferentes partes de que constará el proyecto, pensando siempre en que estos anteproyectos serán la base de la cual se parta para llegar al detalle de los proyectos ejecutivos.

Es verdad que hay casos en que al analizar un anteproyecto, éste puede sufrir cambios radicales, e inclusive invalidarse, pero esto ya fue útil porque cuando menos se demostrará que no era la solución adecuada.

TIPOS DE ANTEPROYECTOS

En el caso de aprovechamientos de obras hidráulicas, se elaboran anteproyectos a diferentes niveles, desde los que se denominan de "gran visión" en la planeación de las obras, hasta los específicos, como captaciones, conducción, distribución, aprovechamiento, así como los de detalle, tantos como sean necesarios.

UTILIDAD DE LOS ANTEPROYECTOS

Independientemente de que los anteproyectos sirven como base para los proyectos definitivos, su utilización es in

dispensable en la elaboración de estudios de factibilidad técnica, económica y social.

En base a anteproyectos, se pueden llevar a cabo análisis cada vez más completos, de los que se pueden obtener grados de dificultad que se deberán tomar en cuenta cuando se piense en los proyectos ejecutivos.

ELABORACION DE ANTEPROYECTOS

Para la elaboración de anteproyectos, se debe tener un mínimo de información, la cual dependerá de la magnitud e importancia de las obras por ejecutarse.

Para el proyecto de un aprovechamiento hidráulico con fines de riego, es necesario contar en general, con los datos siguientes.

PARA EL ALMACENAMIENTO

Datos Topográficos.

Como dato básico para el anteproyecto de un almacenamiento, se deberá tener topografía a escala adecuada si es posible, tanto del vaso como de la boquilla y de todas las áreas en que se localicen estructuras.

Para estudios de gran visión y a falta de topografía, se pueden emplear las cartas de DETENAL.

Contar con topografía es tan importante en la elaboración de anteproyectos, que basándose en ésta se hace el primer intento para localizar estructuras, es decir, un arreglo completo de las diferentes partes que lo integran.

Con base en la topografía y posteriormente en la geología, se van detectando problemas a los que hay que ir dando solución a medida que se va afinando el proyecto.

PARA LA CAPTACION

Estudio Hidrológico

Dependiendo de la fuente de abastecimiento que podrá ser una simple derivación de un río, un almacenamiento, un pozo, etc., es necesario contar con datos hidrológicos.

Para el caso de un almacenamiento que será el más amplio y completo, se deberán tener datos de escurrimiento del río en un período tal, que se puede confiar en los mismos, para estar en condiciones de evaluar el recurso agua.

Se deberá contar con un estudio de avenidas, así como con datos de material en suspensión y arrastre de fondo.

En términos generales, se deberá contar con un Estudio Hidrológico.

Estudio Geológico.

Se deberá disponer de una mínima pero segura información acerca de la geología tanto del vaso, como del sitio donde se pretenden localizar las estructuras.

También en este caso, para estudios de gran visión, se pueden utilizar las cartas geológicas de la DETENAL.

Estudio de Materiales.

Aunque sea en forma tosca, se debe disponer de un estudio de los materiales disponibles ya que de esto y de la geología, dependerá el tipo de presa que se recomiende.

ANTEPROYECTOS PARA UNA PRESA DE ALMACENAMIENTO

Para una presa de Almacenamiento, se hará un anteproyecto general que contemple todos los aspectos relevantes de la obra y una vez logrado esto, se harán tantos anteproyectos como sean necesarios para llegar a definir todos los elementos de cada una de sus partes.

CONDUCCION O CANAL PRINCIPAL

Es preciso disponer de un canal de conducción que se

llama canal principal y sus estructuras, desde el sitio de al macenamiento hasta su distribución que será con sección abierta, donde a veces será necesario la perforación de túneles.

Es indispensable contar con topografía para la localización adecuada de los canales ya que se busca que dominen por gravedad toda el área por beneficiarse si es posible.

Habrá que hacer estudios de geotecnia o cuando menos, tener algunos datos acerca de la permeabilidad de los suelos y de sus probables taludes de excavación, así como para saber en qué materiales se van a perforar los túneles y si los canales requieren o no revestimiento.

ZONA DE RIEGO

Para la zona de riego, que consiste de una red de canales de distribución y sus estructuras, una red de drenaje (pluvial y freático) una red de caminos, una red de distribución eléctrica y en algunos casos una red telefónica, es necesario contar con datos de geotecnia para la sección de excavación de los canales.

Para el aprovechamiento del agua, se debe tener un estudio hidrológico, que contemple disponibilidad de agua, da

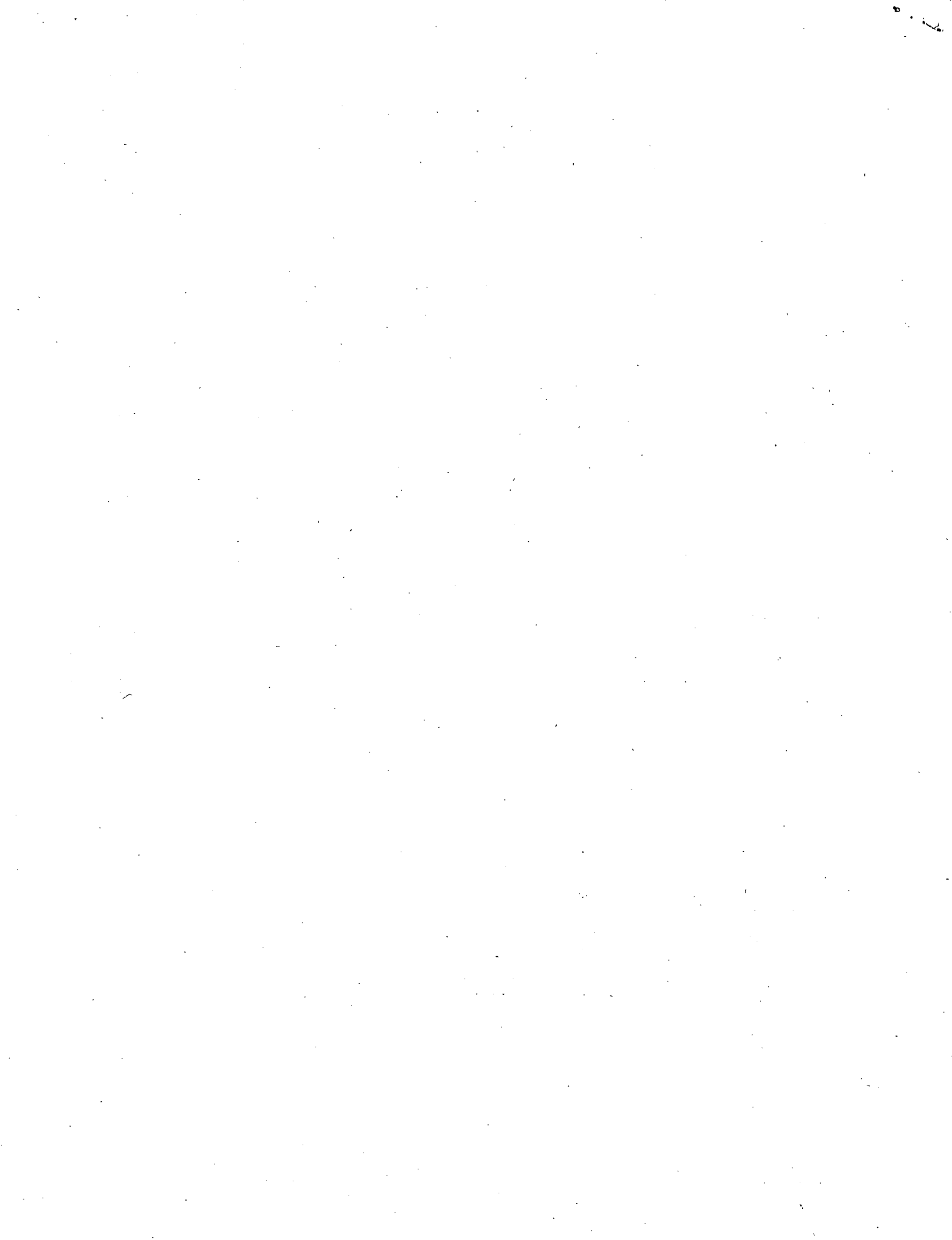
tos de precipitación, evaporación, humedad, temperatura, área disponible, clase de suelos, ley de demandas, láminas de agua, intensidad de cultivos, clase de cultivos, etc.; todo lo anterior, para estar en condiciones de elaborar un anteproyecto.

COMENTARIOS FINALES

Hay que dejar claro que aunque los anteproyectos es tén basados en datos reales, al elaborar los proyectos definitivos, van sufriendo cambios y modificaciones a medida que se vayan diseñando las estructuras ya que se va contando con mayor información y no es nada raro que aún los proyectos ejecutivos sean modificados por algún problema detectado a última hora y que no fué posible considerarlo desde un principio.

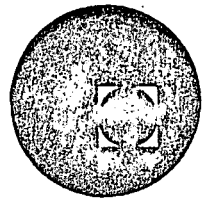
EJEMPLOS :

ING. MACARIO VEGA PEREZ





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



OBRAS HIDRAULICAS DE ALMACENAMIENTO Y
CONDUCCION

TRANSITO DE AVENIDAS EN EL ENBALSE

DR. ROLANDO SPRINGALL G.

NOVIEMBRE 1978.



2.5 Tránsito de avenidas en el embalse

2.5.1 Antecedentes

El tránsito de avenidas involucra un proceso analítico para determinar la forma del hidrograma de la avenida en una localización particular de un canal, almacenamiento o lago, resultado del conocimiento de dicha avenida en algún otro lugar.

Este tipo de cálculos son necesarios para establecer la altura del pico de la avenida aguas abajo; estimar la predicción que resulte de la construcción de un almacenamiento; determinar la altura requerida para el control de avenidas, diseñar el vertedor, así como cualquier otro cálculo relacionado con las avenidas.

La ecuación de continuidad puede expresarse como :

$$I\Delta t - O\Delta t = \Delta S$$

donde

- I son gastos del hidrograma de entrada al embalse
- O gastos del hidrograma de salida
- S volumen almacenado

En la ecuación anterior ΔS es un cambio en el volumen de almacenaje durante el intervalo de tiempo Δt . Los valores de I son conocidos y tabulados de acuerdo con el tiempo de intervalo en análisis. Los gastos de salida O son los que se requieren conocer, pero dado que S hasta el momento no se ha establecido como función del tiempo, en la ecuación antes planteada hay dos incógnitas que son S

y O. A continuación se establecerá para el tránsito en un almacenamiento la expresión que define los cambios de almacenaje.

2.5.2 Tránsito en embalses

Para un almacenamiento se considera que la superficie del agua esta a nivel todo el tiempo, aunque no siempre es ese el caso. La información inicial de que se dispone para realizar el tránsito es :

- a) El hidrograma de los gastos de entrada
- b) La profundidad del agua en el almacenamiento antes de la llegada de la avenida ($t = 0$)
- c) El gasto de salida del almacenamiento antes de que llegue la avenida ($O, t = 0$)

En adición a lo antes indicado se dispone de suficiente información dado que el almacenamiento es una estructura realizada por el hombre. Así, la variación del volumen almacenado se puede obtener como una función de la elevación de la superficie del agua, lo cual se establece en apoyo en un plano topográfico suponiendo que el agua esta siempre a nivel. Un ejemplo de esta información se muestra en la tabla 2.8. También se dispone de información para conocer en un momento dado los gastos de salida por la obra de toma y el vertedor de acuerdo con el nivel del agua en el embalse. Lo anterior es valido si el vertedor y la obra de toma no tienen control; si lo tienen, o se conocerá o se fijará la política de opera-

TABLA 2.8

VALORES DEL VOLUMEN ALMACENADO, GASTOS DE SALIDA Y
($2S/\Delta t$) + O PARA UN $\Delta t = 15$ MINUTOS

Elevación (h) (Pie)	Almacenaje (S) (Pies ³) (1)	Gastos de Salida (O) (Pies ³ /seg) (2)	$2S/\Delta t + O$ (Pies ³ /seg) (3)
10.29	530	0	1.18
10.3	535	0.01	1.20
10.4	680	0.32	1.83
10.6	1,050	2.55	4.88
10.8	1,550	7.50	10.9
11.0	2,240	14.4	19.4
11.2	3,210	21.6	28.7
11.4	4,580	28.9	39.1
11.6	6,430	36.3	50.6
11.8	8,800	44.3	63.9
12.0	11,900	53.0	79.4
12.2	16,800	62.0	99.3
12.4	23,400	71.5	123
12.6	31,600	81.5	152
12.8	41,800	92.0	185
13.0	53,600	103	222
13.2	67,900	114	265
13.4	86,200	126	318
13.6	111,000	138	385
13.8	143,000	150	468
14.0	190,000	163	585
14.2	256,000	177	746
14.4	352,000	191	973
14.6	493,000	205	1,300
14.8	658,000	219	1,680
15.0	952,000	233	2,350

Fuente : Carter, R.W.; and Godfrey, R.G. Storage and flood routing. U.S. --
Geological Survey Water Supply Paper 1543-B, Washington, D.C., 1960

ción a seguir para el manejo tanto del vertedor como de la obra de toma.

Como resultado de la decisión anterior se pueden escribir las siguientes expresiones :

$$S = S (h)$$

$$O = O_c + O_s (h)$$

en las cuales

h es la elevación

O_c es la descarga controlada

$O_s (h)$ es la descarga no controlada

Para realizar el cálculo numérico los terminos involucrados en la ecuación de continuidad se pueden escribir de la siguiente manera

$$I = (I_t + I_{t + \Delta t}) / 2$$

$$O = (O_t + O_{t + \Delta t}) / 2 = (O_{c_t} + O_{c_{t + \Delta t}} + O_{s_t} + O_{s_{t + \Delta t}}) / 2$$

$$S = S_{t + \Delta t} - S_t$$

Notese que para el tiempo inicial $t = 0$, I y O_c son conocidos todo el tiempo, pero O_s y S sólo se conocen solo para $t = 0$. Las incógnitas son $O_{s_{t + \Delta t}}$ y $S_{t + \Delta t}$.

Substituyendo la ecuación anterior en la ecuación de continuidad, colocando las cantidades conocidas del lado izquierdo de la ecuación y las incógnitas del lado derecho, se tiene que

$$(I_t + I_{t + \Delta t}) - (O_{c_t} + O_{c_{t + \Delta t}}) + \frac{2S_t}{\Delta t} - O_{s_t} = \frac{2S_{t + \Delta t}}{\Delta t} + O_{s_{t + \Delta t}}$$

Tanto el almacenaje como el gasto involucrados en los términos del lado derecho de la ecuación anterior son funciones de h o sea que

$$(2S/\Delta t) + O_s = f(h)$$

lo que permite construir una tabla con estos términos (columna 3 tabla 2.8), de apoyo para la solución de la ecuación de continuidad antes planteada.

El proceso de análisis se indica en la tabla 2.9, en la cual por facilidad se considera que no existen descargas controladas. En dicha tabla se presenta una columna adicional cuyo parámetro es una función de h , misma que se puede calcular como

$$(2S/\Delta t) + O_s - 2O_s = 2S/\Delta t - O_s$$

Como la solución se realiza paso a paso, para evitarse interpolaciones es usual que los valores de la tabla 2.8 se grafiquen.

La construcción de la tabla 2.9 se hace como a continuación se indica :

COLUMNA	EXPLICACION
1	Especifica el intervalo de tiempo (variable independiente)
2	Hidrograma conocido de los gastos de entrada
3	Suma de dos gastos de entrada adyacente en la columna 2, considerando uno al inicio y otra al final del intervalo de tiempo en análisis
4	Para este ejemplo los gastos de salida son sólo función de h . El valor de O en la columna 4 se determina por el valor de h en la columna 7 y se obtiene de la tabla

2.8. Para $t = 0$, $h = 10.29$ y $O = 0$

- 5 Se obtienen restando $2O$ de la columna 3 de la tabla 2.7. Corresponde al inicio del intervalo de tiempo; por un tiempo de $0:15$, $h = 10.47$, lo que involucra $O = .84$ y $(2S/\Delta t) + O = 2.62$; así $(2S/\Delta t - O) = 2.62 - 2(0.84) = .94$
- 6 Se obtiene agregando el valor de la misma línea de la columna 3 al valor. El valor de la línea anterior de la columna 5. Para un tiempo de $0:30$, se tiene $5.78 + 0.94 = 6.72$
- 7 Se obtiene interpolando el valor de h de la tabla 2.8, para lo cual se usa el valor $(2S/\Delta t) + O$ en la misma línea de la columna 6. Esta es la elevación al terminar un intervalo de tiempo y el inicio para el siguiente intervalo.

TABLA 2.9

CALCULO TIPICO PARA EL TRANSITO DE AVENIDAS A TRAVES DE UN ALMACENAMIENTO

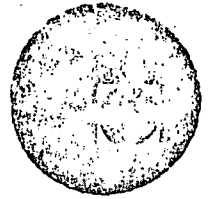
Tiempo	I Gasto de Entrada (Pies ³ /seg)	$I_t + I_{t + \Delta t}$	O Gasto de Salida (Pies ³ /seg)	$2S/\Delta t - O$	$2S/ t + O$	h-Elevación (Pies)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0:00	0		0	1.18	1.18	10.29
:15	1.44	1.44	0.84	0.94	2.62	10.47
:30	4.34	5.78	4.04	-1.36	6.72	10.67
:45	8.90	13.24	8.30	-4.72	11.88	10.82
1:00	18.7	27.6	17.2	-11.5	22.9	11.08
1:15	38.8	57.5	33.5	-21.0	46.0	11.52
1:30	106	144.8	71.6	-19.4	123.8	12.40
1:45	216	322	123	57	303	13.35
2:00	291	507	161	242	564	13.97
2:15	320	611	185	483	853	14.31
2:30	325	645	198	732	1,128	14.50
2:45	309	634	208	950	1,366	14.64
3:00	285	594	214	1,116	1,544	14.73
3:15	260	545	219	1,223	1,661	14.80
3:30	235	495	220	1,278	1,718	14.81
3:45	211	446	220	1,284	1,724	14.81
4:00	188	399	219	1,245	1,683	14.80
4:15	165	353	217	1,164	1,598	14.77
4:30	145	310	212	1,050	1,474	14.70
4:45	129	274	206	912	1,324	14.61
5:00	116	246	199	760	1,158	14.51
5:15	106	222	191	600	982	14.40
5:30	96.4	202.4	181	400.4	802.4	14.26
5:45	88.0	184.4	166	292.8	624.8	14.04
6:00	80.2	168.2	149	163.0	461.0	13.78
15:00	0.75	1.82	0.83	0.95	2.61	10.47
15:15	0.47	1.22	0.54	1.09	2.17	10.43
15:30	0.22	0.69	0.30	1.18	1.78	10.39
15:45	0	0.22	0.11	1.18	1.40	10.33
16:00	0	0	0	1.18	10.29
Total	4,504		4,504			

Fuente : Carter, R.W.; and Godfrey, R.G. Storage and flood routing. U.S. Geological Survey Water Supply Paper 1543-B, Washington, D.C., 1960





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



OBRAS HIDRAULICAS, ALMACENAMIENTO Y CONDUCCION

OBRAS DE TOMA

ING. MACARIO VEGA PEREZ

DICIEMBRE, 1978.



OBRAS DE TOMA

Definición.

Se llama Obra de Toma, al conjunto de estructuras construídas en una presa, con objeto de extraer el agua en forma controlada y estar en condiciones de satisfacer las demandas para el fin que haya sido proyectado el almacenamiento.

Tipos.

Hay varios tipos de obras de toma y para la elección de uno de ellos o una combinación de los mismos, hay que tomar en cuenta una serie de factores que dan lugar a su clasificación, como sigue :

1) Según el fin para el cual se destinen :

- a) Para agua potable
- b) Para riego
- c) Para generación
- d) Combinadas o mixtas.

2) Según su forma de operación :

- a) De operación en la entrada
- b) De operación intermedia
- c) De operación en la salida.

3) Según su estructura de entrada :

a) De torre con puente de acceso

b) De estructura de rejillas ahogada.

4) Según el conducto :

a) De conducto excavado y colado a cielo abierto

b) De túneles excavados en las laderas.

De acuerdo con el Tipo o combinación de tipos elegidos, será la forma como trabajen desde el punto de vista hidráulico y estructural, cada una de sus partes.

Ejemplos :

FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE OBRA DE TOMA

Como ya se indicó con anterioridad, existe una variedad de tipos de obras de toma o combinación de los mismos, en presas de almacenamiento.

Su elección, se puede decir que no está sujeta a cierta Metodología, ya que ésto está en función de las características de cada proyecto en particular.

De una manera muy general, se puede decir que los factores principales que determinan el tipo de obra de toma, son :

1. Tipo de cortina
2. Objeto del Aprovechamiento
3. Gasto de extracción
4. Tipo de obra de desvío
5. Carga disponible
6. Topografía del sitio
7. Geología del sitio
8. Necesidades de operación
9. Factibilidad económica.

PARTES DE QUE CONSTA UNA OBRA DE TOMA

En general, y según el tipo, las partes principales de que consta una obra de toma, son :

- a) Estructura de entrada (De rejas y rejillas)
- b) Transiciones
- c) Conductos
- d) Dispositivos de Control y cierre
- e) Estructuras Disipadoras de energía

Funcionamiento Hidráulico.

El estudio del funcionamiento hidráulico de las Obras de Toma, se hace con objeto de determinar las dimensiones de los distintos elementos que las componen, como son :

- Rejillas
 - Estructura de rejas o torre
 - Conductos
 - Lumbreras
 - Compuertas y válvulas
 - Estructuras disipadoras.
- } Descripción de cada uno.

El funcionamiento hidráulico, debe estudiarse para las distintas condiciones de trabajo a que vaya a estar sujeta la obra de toma.

En el estudio hidrológico que sirve de base para el dimensionamiento de la presa en general, es decir, para determinar sus diferentes capacidades de que consta, según el fin para el que esté destinada, se encuentra la "Ley de Demandas" de la cual se puede obtener el gasto de diseño de la Obra de Toma.

Ejemplo :

Determinar el diámetro de un conducto de una obra de toma, que trabajará lleno, para los siguientes datos :

1. Superficie por regar = 30 000 Ha
2. Lámina neta de riego = 1.00 m
3. La distribución mensual que se indica :
4. Tiempo de riego = 24 hs.
5. Coef. para la máxima demanda = 1.25

LEY MENSUAL DE DEMANDAS

<u>MES</u>	<u>%</u>
Enero	5
Febrero	10
Marzo	16
Abril	21
Mayo	15
Junio	10
Julio	8
Agosto	7
Septiembre	5
Octubre	3
Noviembre	0
Diciembre	0
	100

Solución :

Según del material ^{de} que sea el conducto, será la velocidad máxima permitida; ya sea de concreto o de acero.

En este caso, el conducto es de concreto y la velocidad máxima permitida es de 5 m/s.

$$\begin{aligned} \text{Volumen Anual} &= 30\ 000 \times 10\ 000 \times 1.00 = \\ &= 300,000,000 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

El mes de máxima demanda es abril, con 21 %

$$300\ 000\ 000 \times .21 = 6\ 300\ 000 \text{ m}^3$$

Como abril tiene 30 días,

El gasto en m³/s es :

$$Q = \frac{6\ 300\ 000}{30 \times 86400} = 24.0 \text{ m}^3/\text{s} \quad (Q \text{ medio})$$

Por variación entre medio y máximo, C = 1.25

$$Q \text{ max} = 24.0 \times 1.25 = \underline{\underline{30.0 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

$$Q = v \times A \quad \therefore \quad A = \frac{Q}{v} = \frac{30}{5} = 6.0 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 0.7854 D^2$$

$$0.7854 D^2 = 6.0 \text{ m}^2$$

$$D^2 = \frac{6.0}{0.7854} = 7.64$$

$$D = \sqrt{7.64} = \underline{\underline{2.76 \text{ m}}}$$

OBJETO Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS REJAS

Las rejas en las obras de toma, sirven para impedir que entren a la estructura, cuerpos flotantes que pudieran dañar los mecanismos de control y cierre, u obstruir algún conducto, por lo que la manera más sencilla, es por medio de una reja metálica, antes de que el agua entre a la estructura.

Su dimensionamiento está en función del gasto y de la velocidad máxima permitida.

La velocidad se fija por experiencia y estará en función de la forma como trabajen las rejas, tanto hidráulica como estructuralmente.

Para el diseño de las rejas, habrá que tomar en cuenta lo siguiente:

- a) Servicio requerido
- b) Dimensiones de la estructura de apoyo
- c) Carga hidrostática sobre la toma.
- d) Limpieza y conservación.

La separación libre entre barras de las rejas son diferentes según el uso a que vaya a estar destinada la obra de toma, pero es aproximadamente 5 cm para tomas de hidroeléctricas y 10 cm para tomas de riego.

VELOCIDADES

En general, se recomiendan velocidades bajas a través de las rejas, para disminuir pérdidas de carga y evitar vibraciones.

Las velocidades que por experiencia se han visto que cumplen con las condiciones anteriores son :

- a) Para rejas que durante su funcionamiento pudieran quedar al descubierto parcialmente (fuera del agua) se recomiendan velocidades entre 0.60 y 1.00 m/s.
- b) Para rejas cuyo funcionamiento garantice que nunca trabajarán parcialmente ahogadas, la velocidad se puede incrementar hasta 1.50 m/s.

Cuando en el diseño estructural se tiene la certeza de que las rejas no van a vibrar, es decir, que estén diseñadas contra vibraciones, la velocidad se puede incrementar hasta 3.60 m/s.

Dimensionamiento de las rejas.

Para el ejemplo que nos ocupa, se tiene :

= Toma para riego

= Velocidad máxima = 1.00 m/s

$$\text{Area neta de rejas} = \frac{30.00}{1.0} = 30 \text{ m}^2$$

Suponiendo un incremento por área obstruída por barras y piezas accesorias, de 25 % , se tendrá :

$$A_p = 30 \times 1.25 = 37.5 \text{ m}^2$$

La forma en que distribuya esta área, es decir sus dimensiones horizontal y vertical, estará en función de :

- a) El nivel del umbral en el vaso
- b) El nivel mínimo de operación en el vaso
- c) Dimensiones de las estructuras para el adecuado paso del agua (Dimensiones de la torre de rejillas).

De acuerdo con lo anterior, se proporcionarán tanto la estructura de rejillas como las propias rejillas, para que se haga un primer diseño estructural en base al cual, se hará un ajuste al área bruta, tantas veces como sea necesario hasta que se afine el proyecto.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam

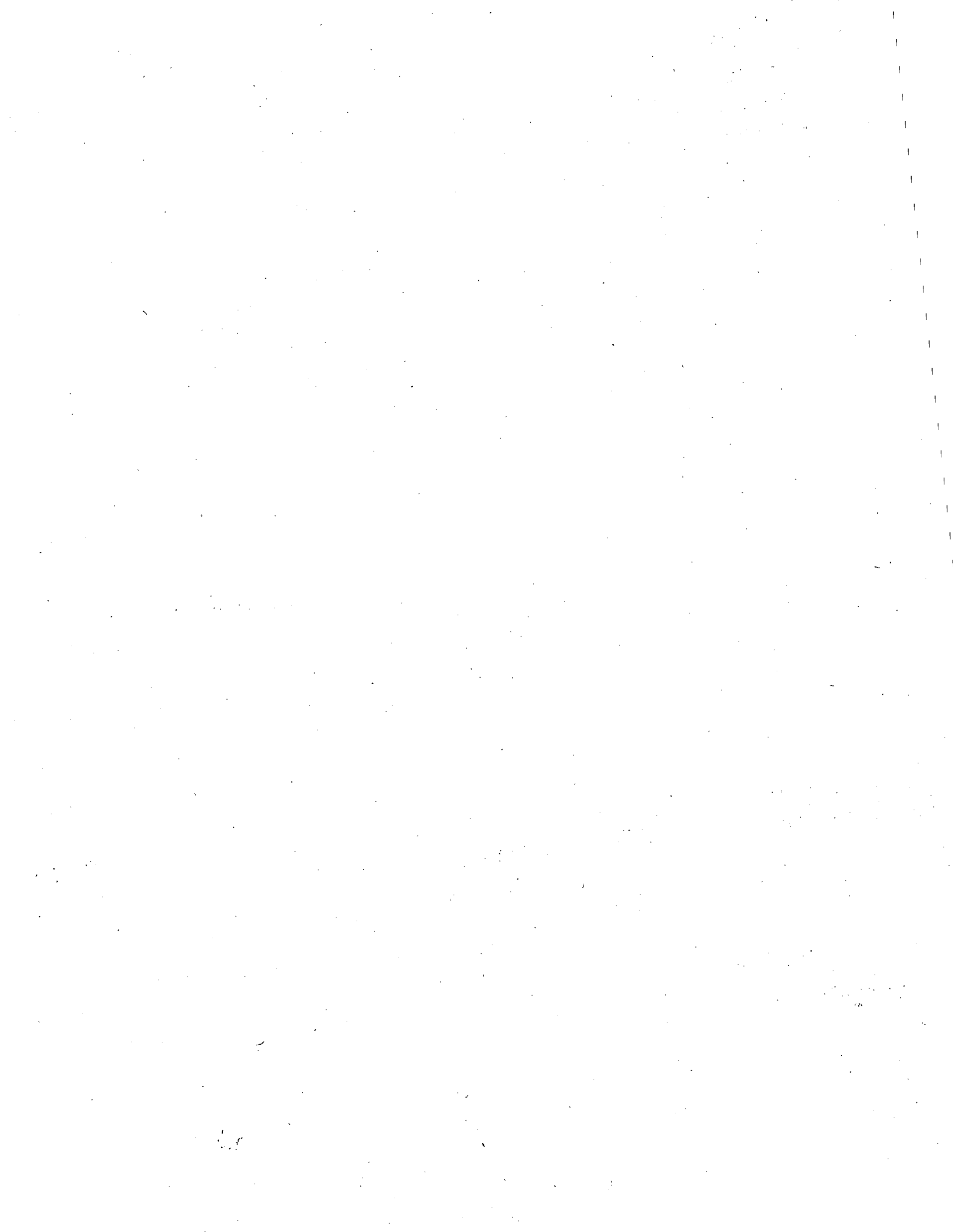


OBRAS HIDRAULICAS: ALMACENAMIENTO Y
CONDUCCION

CONDUCCION DEL AGUA

ING. DANIEL MUÑOZ

DICIEMBRE, 1978.



CONDUCCIONES

1. INTRODUCCION.

En términos generales las conducciones artificiales pueden dividirse en dos clases, las que trabajan libres a la presión atmosférica y las que lo hacen a presión o forzadas.

Las conducciones que trabajan libres pueden ser abiertas como canales y zanjas, o cerradas como tiberías u otro tipo de construcción cerrada, cuando el escurrimiento se realiza a sección parcialmente llena. Por lo que se refiere a las conducciones a presión, son conductos cerrados generalmente circulares, aunque pueden ser rectangulares, poligonales; de acero, concreto reforzado, asbesto cemento, plástico, etc. que trabajan llenos bajo la acción de una carga, ejerciendo una presión sobre las paredes del conducto.

En esta ocasión nos referiremos a estos dos tipos de conducciones que por sus dimensiones y capacidad son comúnmente utilizadas en las obras hidráulicas motivo de este curso.

Dado lo extenso del tema y a que sólo disponemos de una sesión, he considerado conveniente darle a la presentación del problema una orientación fundamentalmente práctica, señalando los principales criterios de diseño apoyados en las recomendaciones que da la práctica de su

construcción y los que conducen a lograr una operación sencilla y eficaz.

2. TUBERIAS FORZADAS.

Empezaremos a referirnos a las conducciones que trabajan a presión o tuberías forzadas.

Dada la orientación práctica que le daremos a esta exposición nos referiremos principalmente a las conducciones para abastecimiento de agua potable y a las utilizadas en obras de generación de energía eléctrica.

2.1. TUBERIAS DE CONDUCCION EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE.

Como ya lo indicamos, para realizar un buen diseño lo mismo hidráulico que estructural, es necesario fijar los criterios de diseño tomando en cuenta las características particulares del aprovechamiento, localización de la línea, etapas constructivas empezando por el manejo y traslado del material durante las diferentes etapas y las variadas condiciones de funcionamiento durante la operación lo mismo en condiciones normales que transitorias.

Para abarcar la mayor parte de los problemas que presentan en el diseño de una tubería a presión nos referiremos primeramente a las tuberías

como parte integrante de un sistema de conducción de agua potable en el que intervienen numerosas estructuras que influyen en sus condiciones de trabajo.

La descripción de las etapas previas al diseño propiamente de la tubería se hará en forma escueta para destinarle más espacio al objetivo fundamental de esta plática.

A.- Localización de la tubería de conducción.

Una vez definida la fuente de suministro, generalmente una presa, un río o un manantial que garantiza el suministro del caudal demandado, se procederá a localizar y trazar la línea de conducción.

La localización de la línea es fundamental para lograr un diseño que garantice la economía del proyecto y una operación segura, eficaz y sencilla del sistema de suministro.

La localización de la línea de conducción dependerá fundamentalmente de la topografía y del desnivel existente entre la fuente de suministro y los tanques reguladores, que harán la entrega a la red de distribución de la demanda con la variación horaria que el consumo real exige.

El caso más frecuente y que además presenta las condiciones más difíciles y representativas para el diseño de la tubería de presión, es

aquel en el que se requiere del bombeo para hacer llegar la demanda a la distribución.

Generalmente se estudian varias alternativas de localización para hacer un estudio económico, a nivel de anteproyecto, para seleccionar la localización más conveniente.

El criterio general de localización de una línea de conducción que se inicia con bombeo, dependiendo del desnivel y carga a vencer y de la topografía general a lo largo del trayecto de línea, fuente de suministro-distribución, consiste generalmente en bombear de un tanque de sumergencia que puede ser la propia fuente a una estructura de transición situada en un punto alto, a través de una tubería generalmente de acero por la magnitud de las cargas.

La estructura de transición puede ser una caja rompedora de presión o bien puede ser una torre de oscilación, que tienen por objeto cortar el flujo de presión y en el caso de la torre de oscilación alivia la carga de presión transformándola en deposición, muy útil sobre todo durante los efectos de fenómenos transitorios como el golpe de ariete, proporcionando además el volumen de agua necesario para disminuir la presión negativa que se puede presentar en la tubería al abrirse repentinamente una válvula, o el volumen para alimentar y absorber las oscilaciones que se presentan durante un paro o arranque en el tramo de gravedad que sigue a la torre.

DISEÑO DE LAS TUBERIAS DE ACERO EN TRAMOS DE BOMBEO.

Las tuberías de los tramos de bombeo, debido a las presiones elevadas a que estarán sujetas, más de 150 m de columna serán de acero, con junta de expansión para absorber los esfuerzos longitudinales originados por variaciones de temperatura, con juntas soldadas y con anillos atiesadores apoyados sobre silletas, en los cambios de dirección se ha de anclar la tubería mediante machones de anclaje.

SECUELA DE DISEÑO.

- a). Localización de la rampa.
- b). Gasto de diseño.
- c). Selección del diámetro económico.
- d). Arreglo general de la tubería.
- e). Diseño de la membrana y de anillos atiesadores tomando en cuenta las variaciones de presión a lo largo de la conducción.

A). Localización de la rampa.

Se hace en base de estudios previos topográficos y geológicos del terreno y tomando en cuenta el aspecto económico se localiza el eje de la tubería en base de su diámetro económico, buscando el mínimo desarrollo y la pendiente que garantice un buen funcionamiento hidráulico.

cada tramo tendrá una longitud máxima de 150 m y tendrá su propio arreglo y diseñado para la carga de trabajo correspondiente buscando minimizar la inversión.

B). Gasto de diseño.

El gasto de diseño está definido por la demanda media diaria de la población a servir tomando en cuenta el clima, número de habitantes, características de la población y estándar de vida.

Las variaciones horarias de la demanda son absorbidas por los tanques reguladores, generalmente ubicados en la periferia de la población y sólo las variaciones estacionales serán tomadas por la conducción.

C). Selección del diámetro económico.

Debido a los elevados costos de las tuberías de acero el diseño debe hacerse para el diámetro económico y tomando en cuenta el aspecto hidráulico para garantizar un correcto funcionamiento.

La velocidad económica varía entre 3.25 y 6.5 m /seg o la dada por la fórmula $V_{ec} = 0.125 \sqrt{2 gh}$ siendo h = la carga, g = aceleración debida a la gravedad.

En base de la velocidad económica se obtiene el diámetro económico, o bien con la fórmula:

$$D = \left[\frac{P}{h} \right]^{0.466} ; \text{ siendo } \begin{array}{l} P \equiv \text{Potencia de las bombas} \\ h \equiv \text{Carga de bombeo} \end{array}$$

En el diseño se usará el gasto estacional máximo demandado.

El análisis económico se complementa fijando una velocidad máxima que con el gasto de diseño determina un diámetro mínimo. A menor diámetro se tiene mayor velocidad y pérdidas de carga en la tubería y con ello una mayor potencia de bombas y costo de operación y viceversa.

Se selecciona el diámetro que, cumpliendo con la restricción de velocidad máxima, genera la suma mínima de anualidades de operación y amortización de la tubería.

D). Arreglo general de la tubería.

Se fija la tubería sobre la rampa, se definen los cambios de dirección necesarios y en cada cambio se diseñan los machones de anclaje, determinada la fuerza equivalente, se calcula el volumen de concreto necesario para el anclaje, propuesta una sección de machón, se determina la longitud del mismo distribuyendo la mitad a cada lado del vértice de cada tramo.

Se revisa que el esfuerzo transmitido al terreno por el machón sea menor que la capacidad de carga del terreno. Situados los machones se determina la longitud libre entre ellos y se hace el arreglo general

distribuyendo adecuadamente los apoyos, los tramos de tubo simple y las juntas de expansión al centro de la distancia entre machones.

La longitud de los tramos de tubo simple está definida por aspectos de manejo y transporte, más o menos 7 m dependiendo del diámetro, por lo que la distancia entre apoyos puede fijarse del orden de 12 m.

Es conveniente estandarizar longitud entre apoyos y de tramos de tubo simple.

E), Diseño de la membrana y de los anillos atiesadores.

Hecho el arreglo general de la tubería se procede al diseño de la membrana y posteriormente de los anillos atiesadores para resistir cualquier combinación de esfuerzos que se pueden presentar en cualquier condición de operación.

Diseño de la membrana.

Para el diseño de la membrana se parte del diámetro económico seleccionado, así como de un grado de acero previamente establecido apegados a las normas de calidad tanto extranjeras (API y ASTM), como nacionales de la D.G.N.

De acuerdo con lo anterior se fija el espesor mínimo para evitar el aplastamiento ante el posible vacío de la tubería. Este espesor sirve

de base para principiar el diseño de la tubería. Con el espesor mínimo para evitar el aplastamiento, se procede a revisar que los esfuerzos actuantes sean menores que los resistentes en todos y cada uno de los tramos que se haya dividido la tubería de bombeo.

Primeramente se calcula la presión total actuante correspondiente a la diferencia de ordenadas entre la línea de presiones y el eje de la tubería.

La línea de presiones se calcula partiendo del punto más alto de la tubería, que corresponde a la descarga del bombeo, y a partir de este punto retrocediendo, se van sumando los efectos de pérdidas de energía, así como los de sobrepresión debida al golpe de ariete. En cada tramo se tomará para diseño la presión mayor.

En el principio del bombeo o sea, el tramo inicial, la presión total de trabajo corresponde a la suma del desnivel estático, más la sumergencia requerida por las bombas para su correcto funcionamiento, más las pérdidas de energía a lo largo de la tubería, más los efectos del golpe de ariete, que en éste punto son máximos.

El efecto de golpe de ariete se puede calcular en primera instancia con el criterio de Allievi; considerando que después de un paro brusco del equipo de bombeo, se cierra gradualmente la válvula debido al momento de inercia de la bomba, el tiempo de cierre estará en función de dicho momento de inercia.

Las sobre presiones y depresiones generadas en las tuberías de bombeo por el golpe de ariete deben mantenerse dentro de los límites efectivos de seguridad, dado el alto costo de estos sistemas, por lo tanto es necesario hacer un estudio detallado del fenómeno utilizando las características reales del equipo seleccionado.

En los instantes que le suceden a un arranque o a un paro brusco del equipo de bombeo o a una apertura o cierre repentino de válvulas, el gasto y la presión varían rápidamente, el fenómeno se rige por la necesidad de equilibrio dinámico que requiere que, la fuerza que actúa sobre un elemento de agua sea igual al producto de su masa por su aceleración (segunda Ley de Newton) y al mismo tiempo debe satisfacerse la condición de continuidad que exige que el espacio del elemento esté siempre lleno de agua.

Los transitorios severos que ocurren en plantas de bombeo se deben generalmente a fallas de suministro de energía eléctrica cuando las bombas están operando en condiciones máximas y no existen válvulas de descarga o éstas fallan, primero el flujo disminuye rápidamente a cero y se invierte, ondas negativas se propagan aguas abajo de la bomba y ondas de presión positivas aguas arriba de la bomba que reduce su rotación hacia adelante y a poco la invierte causando gran resistencia al flujo lo que provoca alta presión en la tubería de descarga cerca de la bomba y baja presión en la línea de succión.

Cuando la tubería de bombeo es muy larga, la carga de bombeo es grande por la pérdida debido a la fricción, después del paro el flujo en la tubería de descarga de las bombas se reduce lentamente sin invertirse, sino hay una carga de gravedad y el volumen de agua suficiente proveniente de la estructura de transición o torre de oscilación, existe el peligro de separación de la columna por bajas presiones y la depresión puede originar el aplastamiento de la tubería.

Para el control del fenómeno y que la tubería no tenga que diseñarse a cargas excesivas existen dispositivos cuyas características deben considerarse en el análisis, estos dispositivos son las válvulas de alivio, cámaras de aire o en su lugar bypass.

Hay gran variedad de métodos de análisis de golpe de ariete, el método gráfico, el método de las características y de incrementos finitos, siendo el segundo el más recomendable porque toma en cuenta totalmente la fricción, la inclinación de la tubería, la elasticidad de la tubería y el líquido, etc., eliminando consideraciones simplificadoras a los que recurren otros métodos. Además existen varios programas que permiten con el caso de computadora analizar numerosas alternativas en poco tiempo, cambiando características de los equipos, dispositivos de control, manejo de válvulas, dimensiones de estructuras de transición o torres de oscilación, etc.

Cuando la carga a vencer es muy elevada, se fracciona de acuerdo con un



análisis que permite definir la carga económica de bombeo y se establecen tantos rebombes como sean necesarios, pudiendo ligarse mediante tramos de conducción a gravedad.

Este esquema de solución implica una localización cuidadosa de la línea aprovechando la presencia de elevaciones naturales escalonadas, que permitan diseñar estructuras rompedoras de presión o torres de oscilación económicas y se reduzcan a un mínimo la longitud de tuberías de bombeo, generalmente de acero. Mediante la carga ganada se establece el gradiente hidráulico necesario para conducir por gravedad el gasto de diseño entre una caja rompedora de presión o torre de oscilación y el tanque de sumergencia de la planta de bombeo siguiente; la tubería que conduce el caudal por gravedad debido a las bajas cargas a que debe trabajar podrá ser de concreto pretensado para diámetros mayores o de asbesto-cemento para cargas reducidas y diámetros pequeños.

Para la combinación de cargas permanentes con accidentales se acepta incrementar las fatigas permisibles en un 25%.

Cargas permanentes:

- a. Esfuerzos transversales, debidos a presión medida al centro incluyendo el peso del agua y de la tubería.
- b. Esfuerzos longitudinales por momento flexionante en un tubo completamente lleno.

- c. Esfuerzos longitudinales debidos a tapas ciegas y obturadores.
- d. Esfuerzos longitudinales originados por componentes del peso propio de la tubería.

Cargas accidentales:

- a). Esfuerzos longitudinales provocados por fuerzas de fricción en apoyos.
- b). Esfuerzos longitudinales originados por dilatación.

Diseño de anillos atiesadores.

Se examina un punto en la fibra interior del anillo y otro en la fibra exterior del anillo propuesto, empezando con espesores de los patines iguales a los de la membrana y el espesor del alma obviamente el de la membrana.

Los esfuerzos considerados en anillos atiesadores son los transversales debido a cargas permanentes.

- a). Esfuerzo total de tensión en el anillo debido a la presión
- b). Esfuerzos en el anillo por la fuerza tangencial debida a la reacción en el apoyo.
- c). Esfuerzos por momento flexionante circunferencial en el anillo tanto para la fibra interior como exterior.

Para cargas transitorias:

- a). Esfuerzos por la fuerza tangencial debido a la reacción en el apoyo, cuando actúa un sismo.
- b). Esfuerzos por momento flexionante circunferencial en el anillo tanto para la fibra interior como exterior, considerando efectos de sismo.

Como esfuerzos longitudinales:

- a). Esfuerzos producto de restricción que los anillos imponen a la membrana correspondientes a cargas permanentes.
- b). Los mismos esfuerzos longitudinales que para membrana.

El proceso de diseño es iterativo debido a la serie de revisiones que se mencionaron por lo que puede programarse y resolverse con ayuda de computadora.

2.2. TUBERIAS DE PRESION EN PLANTAS HIDROELECTRICAS.

Después del análisis anterior se puede considerar que los criterios estudiados tendrán una aplicación similar en el diseño de la tubería de una planta de generación.

- a). Presión hidráulica estará dada por diferencia de elevaciones entre el nivel de aguas extraordinarias y la sección analizada, considerando la tubería en funcionamiento

$$H = \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{\gamma}$$

Sobrepresión debida a golpe de ariete.

El análisis se hace como en el caso de la tubería de suministro de agua por bombeo, sustituyendo en las consideraciones las características de las turbinas en vez de las del equipo de bombeo, el fenómeno igualmente se presenta para arranques y paros bruscos de las turbinas y apertura o cierre de válvulas.

2. Cargas externas.

Presión de infiltración.

Se considerará 0.75 de la carga estática máxima, con una variación lineal a lo largo de la tubería.

Presión debida a vacío interno.

Por especificación se considera una carga de 10 m de columna de agua aplicada en el exterior de la tubería.

No se considera presión de colado, ni de inyección en las juntas debido a que no obran simultáneamente con las presiones de infiltración y vacío interno, que son mayores de las de colado e inyección.

El diámetro de la tubería se fija con el criterio económico descrito en tuberías para suministro de agua por bombeo.

3. CANALES.

De los canales de conducción utilizados en obras hidráulicas los que presentan una problemática más compleja son los utilizados como canales principales en sistemas de riego, es por eso que nos referiremos a ellos por considerar que con este análisis quedan cubiertos los problemas que puedan presentarse en cualquier otro tipo de canal.

Abordaremos el problema de diseño con la siguiente secuela:

- A.- Capacidad de diseño.
- B.- Localización.
- C.- Justificación del revestimiento.
- D.- Secciones típicas.
- E.- Diseño hidráulico.
- F.- Mecánica de los suelos que soportan a los canales.
- G.- Estructuras típicas.

A. CAPACIDAD DE DISEÑO.

Para definir la capacidad de diseño de un canal de riego deben realizarse diversos estudios previos que por lo extenso del tema sólo los

mencionaremos brevemente para abordar con más detenimiento lo que propiamente es el diseño del canal.

En un aprovechamiento para riego en la mayoría de los casos la limitante es la disponibilidad de agua y no la tierra; cualquiera que sea la fuente de suministro es necesario estudiar la forma de optimizar el recurso simulando un funcionamiento de vaso con una ley de demandas tentativas y por aproximaciones sucesivas se ajusta la demanda hasta lograr que la simulación reporte faltantes máximos admisibles.

Para formular una ley de demandas son dos los métodos más usuales, uno que se usa cuando se dispone de una buena estadística de áreas sembradas y gastos servidos en un Distrito de Riego con características similares en clima, suelos y cultivos, mediante la cual puede una gráfica de capacidades unitarias de riego y una tabla de áreas servidas-capacidades que permite definir las capacidades del canal principal a lo largo de su desarrollo tomando en cuenta que de tramo en tramo, cada vez que alimenta un lateral se reduce el área a servir y por lo mismo su capacidad.

Dado que son pocos los Distritos en los que se dispone de la estadística suficiente para aplicar este método, el más usado es Racional que establece una ley de demanda teórica apoyada en estudios de campo y en experiencias anteriores y que se describe en forma muy sucinta a continuación:

1. Tomando en cuenta el clima, el tipo de suelos y la demanda regional y nacional de productos se hace una selección de cultivos.
2. Para la región los centros de investigación agrícola de la SARH dispone de fechas de siembra y cosecha recomendables y por lo mismo ciclos vegetativos.
3. Así mismo se dispone de gráficas que permiten determinar los coeficientes de desarrollo del cultivo a lo largo de su ciclo vegetativo.
4. Con la información anterior y aplicando la fórmula de Blaney y Criddle o alguna otra como la de Thornthwaite se determinan los usos consuntivos mensuales:

$$U.C. = f K_t K_c ; K_t = 0.03114 t + 0.2396;$$

$$f = P \left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right); K_c = \text{coeficiente de desarrollo del cultivo}$$

f = factor de temperatura, t = temperatura media mensual °C;
 p = % de horas luz para el período respecto al total anual que depende de la altitud del lugar.

5. En base del % de humedad a punto de marchitamiento permanente, del % de humedad a capacidad de campo, densidad aparente y a la profundidad radicular, se calcula la lámina máxima para que no haya desperdicio

$$L = 0.80 (PH_{c.c.} - PH_{p.m.p.}) Da + P_r$$

6. Usando como frontera la lámina citada se establece una prioridad y láminas de riego netas para cada cultivo a lo largo de su ciclo vegetativo.
7. Se descuenta la lluvia efectiva aprovechable y se aplican las láminas a las áreas consideradas para cada cultivo.
8. Con el plan de riego se determina una ley de demandas neta.
9. Considerando una eficiencia parcelaria y una de conducción se determina la demanda bruta.
10. Con la información anterior se puede dibujar la gráfica de coeficientes unitarios de riego en lts/seg/ha y una tabla de áreas-capacidades que permite determinar la variación de capacidad que debe tener el canal principal a lo largo de su desarrollo según el área a regar que alimente en cada tramo.

B. LOCALIZACION.

El canal principal debe conducir desde la fuente de suministro hasta la entrega a canales laterales con el gradiente hidráulico apropiado para regar los terrenos, recorriendo la ruta más económica.

La sección hidráulica del canal a lo largo de su ruta puede quedar parcialmente en corte o relleno, lo que depende de la localización seleccionada para satisfacer los requisitos de seguridad, diseño estructural y mantenimiento a mínimo costo anual.

Cuando la sección hidráulica queda en su mayor parte en relleno debe garantizarse su estabilidad mediante el uso de terraplenes compactados para además, impedir la percolación excesiva.

En las bocatomas de los laterales la superficie libre del agua en el canal debe tener la elevación adecuada para disponer de la carga necesaria para el riego de los terrenos más alejados o altos a regar por el lateral.

Generalmente el espejo del agua en el canal principal siempre se fija partiendo de la carga necesaria para el riego de los terrenos más alejados dominados por cada lateral y remontándose aguas arriba hasta llegar a la bocatoma.

C. JUSTIFICACION DEL REVESTIMIENTO.

El revestimiento de un canal principal y en general de cualquier canal se debe justificar mediante un análisis económico que no siempre es claro y definitivo.

En dicho análisis intervienen principalmente el agua que perderá el canal sin revestir, determinado en base de pruebas de permeabilidad realizadas en los pozos de sondeo previos a la construcción o en estanques de prueba construidos de exprofeso, valorando los ahorros de agua para cada tipo de revestimiento.

En el análisis además interviene el costo del mantenimiento de los diferentes tipos de revestimiento para establecer una comparación completa.

En la tabla adjunta se presenta una comparación entre una determinación teórica de pérdidas por infiltración y los resultados de pruebas de campo de canales en operación sin revestir y revestidos.

D. SECCIONES TÍPICAS.

Desde el punto de vista hidráulico la sección transversal de un canal es el área normal al escurrimiento limitada hasta la superficie libre del agua, tales como la de máxima eficiencia y la estable.

Desde el punto de vista de la construcción, operación y conservación, la sección transversal no se limita a la definida por el escurrimiento del agua, sino comprende a toda la sección que es necesario conformar para alojar la conducción y los elementos complementarios para su conservación y operación como son las cunetas, caminos, etc.

En términos generales nos referiremos a la sección típica de un canal abierto sin revestir y revestido.

La sección de máxima eficiencia desde el punto de vista hidráulico es aquella que tiene radio hidráulico máximo y perímetro mojado mínimo, es

por ello que la sección semicircular es la que proporciona máxima eficiencia, sin embargo desde el punto de vista práctico, no es la más fácilmente construible ni la que da el mínimo volumen de excavación. Así mismo las estructuras necesarias para su operación resultarían muy complicadas y costosas, de ahí que no sea la que se use en la práctica.

La sección transversal estable hidráulicamente de un canal sin revestir, es aquella en que las fuerzas tractivas actúen en todo el perímetro mojado de ahí que sean la elíptica o la parabólica la que llene este requisito, pero indudablemente no es práctica desde el punto de vista constructivo.

La sección transversal más conveniente desde el punto de vista práctico es la trapecial, porque es relativamente fácil de construir, los taludes se pueden diseñar estables por sí mismos tomando en cuenta el tipo de suelo en que se alojan y son fáciles de conservar si se construye un camino lateral sobre el bordo formado con el producto de la excavación de su sección en corte.

Canales abiertos sin revestir.

Los canales pueden construirse totalmente en corte o parcialmente en corte y relleno, siendo generalmente esta sección la más económica. Cuando el canal principal se decidió no revestirlo es porque está alojado

en suelos arcillosos que reportan poca pérdida de agua, ya sea en forma natural o compactando la plantilla y los taludes una vez conformada la sección.

Desde el punto de vista operacional los tirantes de agua no deben exceder de los 3.00 m y la relación de anchos de plantilla tirante deben tener valores entre 2 y 7, los taludes, dependiendo del tipo de suelo generalmente tienen valores de 1.5:1 a 2:1

MATERIAL	TALUD
Arena o material poco estable	2:1
Tierra arcillosa o tepetate blando	1.5:1
Roca alterada o tepetate duro	1:1
Roca fija poco alterada	0.5:1
Roca sana	0.25:1

Además de que el canal tenga el área necesaria para conducir el gasto demandado, debe contar con un bordo libre para garantizar que el agua no brinque sobre sus bordos si en un si en un descuido operacional se rebasa su capacidad o se opera deficientemente una represa. El bordo libre puede calcularse en condiciones normales con la fórmula $F = 0.55 \sqrt{c \cdot d}$. F = altura de bordo libre; c = coeficiente; d = tirante normal C varía de 1.5 para canales pequeños a 2.5 en los muy grandes.

Las banquetas se incluyen en canales con cortes profundos para evitar deslizamientos.

Canales revestidos.

Los canales revestidos se usan principalmente en canales alojados en suelos ligeros o porosos cuyas pérdidas detectadas en pruebas de campo justifican económicamente el revestimiento.

Tomando en cuenta los materiales regionales se hace un análisis económico comparativo de los diferentes tipos de revestimiento susceptible de ser utilizada. En el país los más usados son el concreto simple, materiales arcillosos, mampostería, el asfalto, mortero lanzado.

Como ya se indicó un canal revestido representa las siguientes ventajas: ahorro de agua, mayor capacidad de conducción, menores costos de operación y conservación, seguridad de los bordos contra roedores.

Los revestimientos de concreto simple se hace sobre taludes de 1.5:1 o mayores con espesores que van de los 5 a 10 cm según las dimensiones del canal.

Los revestimientos de materiales arcillosos tienen espesores de 30 a 90 cm una vez recortados y se usa en taludes de 1.5:1 o mayores, compactando el material al 95% de la proctor antes de hacer el corte.

Los revestimientos asfálticos, aunque no muy difundidos en el país, tienen algunas ventajas por su flexibilidad y resistencia a la erosión, aunque el intemperismo es su principal enemigo. El concreto asfáltico que es una mezcla de arena, grava, cemento y asfalto es el más recomendable, haciendo las mezclas a 160°C o más, según el tipo de asfalto. Los espesores usados varían de 5 a 10 cm dependiendo del tamaño.

Los bordos libres pueden calcularse con la misma fórmula usada para los de tierra, aunque se acostumbra que sean ligeramente menores.

E. DISEÑO HIDRAULICO.

En términos generales un canal principal de riego debe ser diseñado para que funcione con régimen tranquilo, es decir los tirantes serán mayores que el crítico o bien que la velocidad y pendiente del canal sean menores que la crítica. La razón de este diseño es que en régimen tranquilo se facilita la operación del canal para hacer las derivaciones y entregas a los canales laterales.

Además de que la velocidad debe ser menor que la crítica para facilitar el manejo del agua, hay que tomar en cuenta que hay velocidades máximas límite para evitar erosiones, si el canal no es revestido dependerán del tipo de suelo en que se aloje, etc., asimismo, hay velocidades mínimas para evitar que se produzca sedimentación, estas limitantes se dan más adelante.

Es conveniente recomendar que un canal de conducción que va a tener tramos largos sin estructuras se diseñan con pendientes que no estén en las cercanías de la crítica porque al cambiar las condiciones de diseño con el tiempo y una deficiente conservación pueden quedar funcionando en condiciones de inestabilidad, turbulencias, etc., que dificultan su operación.

CANALES SIN REVESTIR.

Velocidad máxima.

En los canales abiertos sin revestir se debe tener especial cuidado de seleccionar la velocidad máxima permisible en base del tipo de suelo en el que se excavará el canal para evitar que se generen problemas de erosión, como guía general se recomienda que las velocidades no excedan de los valores siguientes:

SUELO	VEL. m/seg.
Arena fina inestable	0.20 a 0.30
Suelo arenoso	0.30 a 0.75
Arena arcillosa	0.75 a 0.90
Tierra arcillosa	0.85 a 1.10
Arcilla dura	1.10 a 1.50

Velocidades mínimas.

La fórmula utilizada para calcular la velocidad mínima para que no se produzca sedimentación es la de Kennedy, expresada en unidades métricas:

$$V_s = 0.552 C_d^{0.64}$$

V_s = velocidad en m/seg de tirante en m

C = coeficiente según el tipo de sedimento

c = varía de 0.84 a 1.09 según el sedimento

Para aguas claras la fórmula es:

$$V_s = 0.552 C_d^{0.5}$$

Para evitar condiciones que favorezca el crecimiento de hierba la velocidad no deben ser menores de 0.45 m/seg.

Curvatura horizontal.

No existe una fórmula específica para calcular el radio de curvatura mínimo, sin embargo hay reglas empíricas que deben aplicarse con criterio. En canales principales pequeños el radio de curvatura puede ser 15 veces el tirante del agua o de 3 a 7 veces el ancho del espejo del agua, eligiéndose el mayor, en el caso de canales grandes debe ser como mínimo de 6 veces el ancho de la superficie libre.

Coefficientes de rugosidad.

La pérdida por fricción se calcula generalmente con ayuda de la fórmula de Manning utilizando los siguientes valores de "n" el coeficiente de rugosidad:

canales en tierra	n = 0.025
canales revestidos con concreto	n = 0.014
canal revestido con mampostería	n = 0.025
canal revestido con concreto asfáltico	n = 0.014

En el diseño hidráulico del canal, como es sabido, se usa el teorema de Bernoulli entre dos secciones del tramo en diseño: $H = h_a + \frac{V^2}{2g}$, siendo H la carga hidráulica neta y h_a la suma de las pérdidas.

F. MECANICA DE LOS SUELOS QUE SOPORTAN LOS CANALES.

Los canales no sólo deben diseñarse hidráulicamente para ser capaces de conducir el gasto de diseño, sino que también como estructuras deben ser proyectados para que los suelos en que se alojan sean capaces de resistir las cargas y los cambios de humedad no rompan el equilibrio estructural del suelo y del propio canal.

Arcillas expansivas.

Los canales construidos sobre suelos expansivos que experimentan movimientos de expansión y contracción con los cambios de humedad, provocan bufamiento del fondo, deslizamiento de taludes y movimientos en los bordos.

Para identificar un suelo o arcilla expansiva se deben realizar las pruebas que permitan determinar el contenido de coloides, el límite líquido, el límite de contracción y el índice plástico, con la ayuda de la gráfica anexa se puede identificar el grado de expansión probable.

Un suelo con contenido de coloides (C_c) = 30%; con límite de contracción (LC) = 11%; con índice plástico (IP) del 35% y límite líquido (LL) del 60% es una arcilla de alta plasticidad.

En base del grado de expansividad se procederá a sustituir un espesor de 0.50 a 2.00 m de arcilla expansiva por material inerte, dependiendo de la importancia del canal.

Suelos colapsibles.

Se llama suelo colapsible al que sufre fuertes asentamientos repentinos cuando se satura parcial o totalmente, generalmente se trata de suelos de origen eólico, feldespatos clásticos, mezcla uniforme de arena muy

fina, limo y arcilla con textura abierta, poco cohesivos y de baja a mediana plasticidad. La identificación de estos suelos se hace relacionando su límite líquido y su peso volumétrico seco natural.

En la figura la Frontera caso I se ha delimitado partiendo de los suelos que tienen relación de vacíos suficiente como para que al saturarse alcance humedades iguales o superiores al límite líquido, pudiendo obtener la consistencia de un fluido y provocar el colapso. Este es el caso I que se muestra en la figura.

La identificación se hará obteniendo el peso volumétrico seco en estado natural o en las condiciones en que se piensa usar, así como su límite líquido. Si el suelo queda ubicado arriba de la línea "Frontera" en la zona denominada "caso I" el suelo es colapsible.

Un suelo con 1 100 de peso volumétrico seco, con límite líquido de 30, 100% saturado con peso específico de 2.67 será colapsible.

G. ESTRUCTURAS TÍPICAS.

Las estructuras típicas en canales de riego para facilitar la operación, suministrar las demandas de riego a la superficie dominada y dar seguridad al canal son principalmente: las estructuras de operación, las de cruce y las de protección.

Las estructuras de operación son las represas, tomas para canal y tomas granja.

Las estructuras de cruce con ríos, accidentes naturales y drenes son los sifones, alcantarillas, diques, puentes canales.

Las estructuras de protección serán: las caídas, los desagües de excedencias, entradas de agua y cunetas.

Estructuras de operación.

Las represas son estructuras que permiten elevar el nivel del agua cuando el canal no conduce el gasto total para alimentar las tomas de los canales laterales.

El espaciamiento de las represas debe ser tal, que cada una dé el servicio al mayor número de tomas, sin invadir el bordo libre, debiendo disponer de una área hidráulica igual a la del canal.

Las tomas laterales tendrán la ubicación, capacidad y carga necesaria, para servir a todos los canales sublaterales y tomas granja de los lotes que domina.

Estructura de cruce.

En el proyecto del canal se deben prever las pérdidas correspondientes a las estructuras de cruce como sifones o alcantarillas en los cauces

de ríos, carreteras u otros obstáculos. La velocidad máxima en dichas estructuras será de 2.5 m/seg.

Cuando la disponibilidad de carga sea mínima o sea conveniente utilizar un vaso regulador de los gastos del canal o para aprovechar los escurrimientos del arroyo a cruzar, se construirá un dique en vez de un sifón.

Estructuras de protección.

Cuando la pendiente longitudinal del terreno sea mayor que la recomendable para el buen funcionamiento del canal se construirá una caída de las dimensiones que recomiende el análisis económico de movimiento de terracerías, pero para un correcto funcionamiento se recomienda que no sean menores de, salvo casos muy especiales en que no se afecte el funcionamiento. Las caídas estarán localizadas inmediatamente aguas abajo de las tomas.

Los desagües sirven para eliminar el agua excedente, que pone en peligro el canal, y que se incorporó por descargas de arroyos o cunetas. Los desagües podrán ser un vertedor de cresta libre o automáticos a base de sifones autocebantes.

Para reparaciones importantes debe contarse en algún punto estratégico con un desagüe total que permita vaciar el canal.

Para captar las aguas de lluvia y encauzarlas o introducirlas al canal se construirán cunetas y entradas de agua para dar seguridad al canal.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



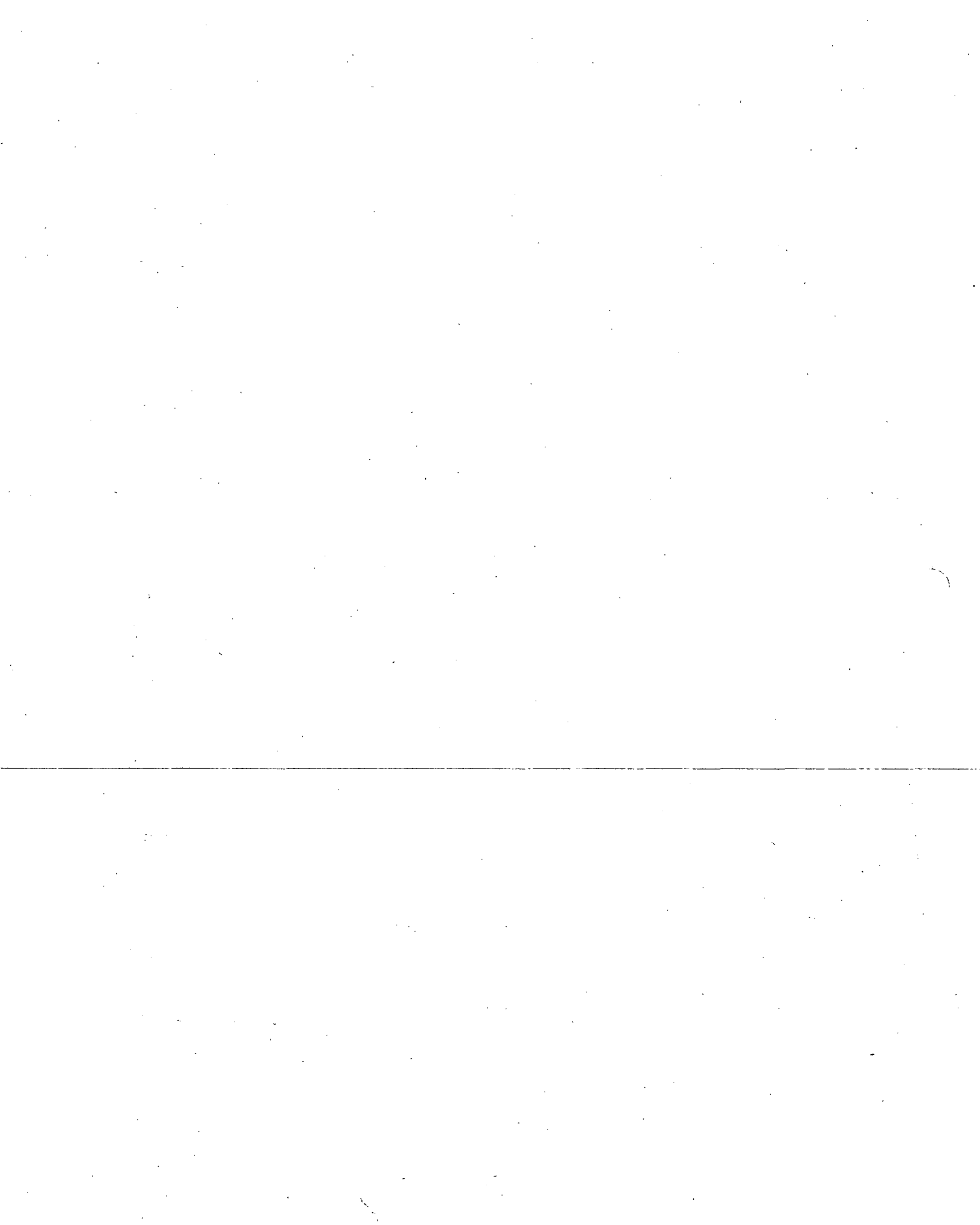
OBRAS HIDRAULICAS:ALMACÉNAMIENTO

Y CONDUCCION

CAPITULO 7 : OBRAS DE DESVIO

M. EN I. GILBERTO SOTELO AVILA

DICIEMBRE, 1978.



O B R A S D E D E S V I O

ASPECTOS GENERALES

Las obras de desvío^{se} construyen con el objeto de desviar el escurrimiento de un río durante la construcción, a fin de poder trabajar en seco en el sitio de la cortina y obras - auxiliares.

La capacidad de la obra de desvío dependerá fundamentalmente del tipo de cortina de la presa por construir; esto es, será diferente cuando se trate de una cortina de concreto, que de una^{de} tierra y materiales graduados, debido a que en el primer caso, poco o ningún daño ocasionaría que hubiera vertidos parciales del agua por encima de la estructura; - en cambio, en el segundo caso, el vertido podría erosionar - la estructura y provocar una falla de graves consecuencias.

La selección del desvío dependerá también del tamaño de la estructura propiamente dicha, ya que una estructura relativamente pequeña, en donde el tiempo de construcción sea menor que el periodo de estiaje, el desvío será diferente - que para una estructura relativamente grande en donde el - tiempo de construcción sea mayor que un periodo hidrológico completo de sequía y lluvias.

En el último caso será necesario desviar el escurrimiento total de los periodos de sequías y de lluvias y de varios periodos hidrológicos consecutivos o de un periodo típico en el que se consideren gastos máximos. En este caso puede resultar antieconómico proyectar el desvío para el gasto - máximo registrado durante el periodo de observación, o para el gasto máximo probable calculado, y casi siempre es - conveniente escoger una capacidad del desvío para un gasto menor que los indicados, valuando el riesgo que se corre - con tal decisión.

~~Por lo que se refiere a la capacidad de la obra de desvío~~

según el tipo de cortina de la presa a construir, presentan los siguientes comportamientos: Para presas de concreto, los vertidos por encima de las mismas producen daños en el sitio por la inundación, pero no ponen en peligro la construcción y no implican riesgo adicional aguas abajo, si bien provocan retrasos en el programa. Para este tipo de cortina es factible disminuir la capacidad de la obra de desvío por túneles, con desvíos adicionales a través del cuerpo de la cortina, tajos en el cauce o sobre parte de la propia cortina.

Para una presa de enrocamiento, los daños que puede ocasionar el paso de una avenida sobre la parte construída del cuerpo de la cortina pueden ser considerables, aunque menores que los daños que podría resentir una cortina de tierra o de materiales graduados.

Para presas de materiales graduados, los riesgos son mayores, aún cargas pequeñas sobre la cortina pueden provocar la falla de la estructura, ocasionando un peligro adicional aguas abajo. Para este caso la capacidad de la obra de desvío se verá incrementada debido a factores de seguridad mayores.

La tendencia de la tecnología actual consiste en reducir la magnitud de la obra de desvío, disminuyendo los riesgos de falla mediante la construcción rápida de la presa. Para ello se busca sacar ventaja del período de estiaje.

La tendencia dominante en la planeación de construcción de presas de concreto y enrocamiento consiste en reducir, todo lo que sea posible, la capacidad de los túneles de desvío, tomando en cuenta la inundación del vaso provocado por las ataguías.

En nuestro caso, para una presa de enrocamiento, la seguridad de la presa se garantiza por una distribución adecuada en los avances de colocación de los diversos ^{tipos} de enrocamiento y construyendo rápidamente el paramento impermeable de aguas arriba.

Un problema primordial para la etapa inicial de construcción es la de alcanzar una elevación necesaria para conducir la avenida a través de los túneles de desvío dando la elevación necesaria con la ataguía de aguas arriba. De aquí la razón por la que, con mayor frecuencia, se construyen más altas las ataguías de aguas arriba, siempre y cuando ésto sea técnica y económicamente permisible.

El criterio para definir la avenida de diseño durante la construcción, se hace por medio de un análisis de optimización tomando en cuenta por un lado, el costo de construcción de la preataguía de aguas arriba y de los túneles de desvío y por otro lado, el valor de los daños que ocurrirían al sobrepasar las aguas el nivel de la preataguía, así como pérdidas ocasionadas por el retraso en la terminación de las obras. En algunas ocasiones se ha llegado a planear el paso de la avenida por encima del enrocamiento protegiendo adecuadamente la obra.

El desvío quedará también afectado por el régimen del escurrimiento, ya que la solución adecuada y el costo de la misma serán diferentes si sólo se presenta una temporada de lluvias bien definida (tal como ocurre en los ríos del centro y Sur del país), o si existen dos períodos de escurrimiento abundante como en los ríos del Norte y Noroeste donde hay escurrimiento producidos por lluvias de verano y escurrimientos en invierno producidos por deshielo en las montañas o por precipitaciones con frentes polares.

Es necesario considerar que las avenidas tienen un carácter recurrente, pero aleatorio y que es conveniente que las obras de desvío tengan el menor costo posible, dado su carácter temporal y que cualquiera que sea la solución adoptada, se corre un riesgo que debe ser valuado para poder estimar el grado de seguridad de las obras.

Para poder planear las estructuras que forman la mejor solución para el desvío, se consideran los factores siguientes:

1. Estudio hidrológico:
 - a) Régimen del escurrimiento
 - b) Magnitud y frecuencia de las avenidas para el desvío
2. Métodos de desvío
 - a) Túneles
 - b) Tajo
 - c) Mixto
3. Estudio hidráulico
4. Estudio técnico económico

ESTUDIO HIDROLOGICO

Este estudio comprende un análisis preliminar de la información hidrométrica registrada en la estación próxima a la boquilla, haciendo un análisis de sus registros para seleccionar aquellos que muestren mayor confiabilidad y un período adecuado que sea representativo del régimen del escurrimiento.

La representación gráfica del régimen del río (hidrograma) es a veces sumamente ilustrativo y es recomendable estudiarlo con cuidado, a fin de definir las diferentes etapas constructivas y el lapso que comprendan cada una de ellas.

Es difícil fijar el período de tiempo mínimo de observación que debe aceptarse como conveniente, sin embargo, se acepta normalmente como períodos mínimos de 15 a 20 años, los cuales podrán ampliarse mediante los procedimientos ya comunes en estudios hidrológicos.

Por lo que se refiere a la magnitud y frecuencia de las avenidas se requiere realizar un estudio estadístico de valores extremos, para asociarlas a diferentes períodos de retorno.

Con la complementación de los aspectos, forma y magnitud de las avenidas para diferentes frecuencias de ocurrencia, se procede a seleccionar aquel tipo de avenida que presenta condiciones críticas de diseño de la obra de desvío.

Para ello es necesario considerar dos casos:

Primero. El período de construcción es igual o menor que un período de sequías. En este caso el gasto máximo de 5, 10 o 20 años, considerando los estiajes como períodos hidrológicos con características propias bien definidas en cada año.

Segundo. El período de construcción es mayor que el período de sequías. Se necesita prever el desvío de la totalidad del escurrimiento, incluyendo avenidas máximas y escogiendo el gasto pico de la avenida correspondiente a un período de retorno de 5, 10 o 20 años según el riesgo que se quiera correr. A cada una de estas avenidas corresponderán dimensiones y costos distintos para las obras resultantes.

De lo anterior se deduce que la operación, diseño de la obra de desvío y programa de construcción de la cortina están ~~condicionados por el régimen hidrológico de la corriente,~~ lo cual se puede caracterizar por la distribución de los caudales máximos probables durante diferentes períodos en el año.

Con base en la información estadística disponible se determinará:

- a) La avenida de diseño de la obra de desvío
- b) Epoca del año en que se llevará a cabo la operación del cierre
- c) Caudal máximo de estiaje
- d) Gasto máximo probable en el río
- e) Gasto máximo o derivar por el túnel
- f) Gasto probable en el período final del cierre de la presa

METODOS DE DESVIO

La forma de desviar el escurrimiento del río durante la construcción de la cortina, depende de:

- a) Tipo de cortina
- b) Tipo de las obras de excedencia y de toma
- c) Del escurrimiento

d) Del espacio disponible en la zona de construcción.

En el caso de una cortina de concreto, ya sea vertedora o no vertedora, que tenga suficiente espacio para el equipo de construcción, a menudo es favorable hacer colado de bloque, y dejar el flujo entre ellos, sin que tenga gran influencia el gasto máximo que brinque sobre la estructura. En otras ocasiones es factible que el flujo pase a través de un hueco dejado en la estructura.

El desvío por medio de túneles construidos en las laderas de los cañones, que libren la zona de construcción, pueden tener alguna ventaja en cortinas de concreto y su uso es casi obligado en cortinas de materiales graduados o de enrocamiento como se presenta en nuestro caso.

Para cortinas de enrocamiento, con frecuencia existe la necesidad de hacer el desvío en dos etapas: una primera en tajo o canal y una segunda en túnel o una combinación de tajo o canal con túnel o túneles.

Los túneles de desviación pueden usarse con ventaja en la descarga de vertedores con canal lateral y en obras de toma y de control, por lo que en la planeación general se toma en cuenta esa posibilidad.

El costo del desvío es generalmente mayor para cortinas de materiales graduados o de enrocamiento, que para una cortina de concreto, debido a la gran amplitud de la base en las cortinas primeramente señaladas y a la restricción de que brinque alguna avenida sobre el cuerpo de la misma.

Las diferencias en costo de los diferentes tipos de desvíos, generalmente no son de gran importancia en la selección del tipo de cortina, sin embargo en el caso de que se tenga un río permanente y muy caudaloso, la diferencia de costo puede contribuir a la selección de la cortina de concreto.

Según las consideraciones anteriores, la planeación de las estructuras que formarán la obra de desvío, dependerán principalmente de cinco elementos:

- a) Magnitud del gasto de desvío
- b) Características físicas del sitio de construcción: -
topograficas geológicas, etc.
- c) Tipo de cortina por construir. El tipo de cortina, -
queda sujeto a los estudios básicos de geología, me-
cánica de suelos y rocas, y de localización de ban-
cos de materiales.
- d) Características y localización del resto de las es-
tructuras hidráulicas que formen la presa.
- e) Secuencia de las operaciones constructivas de toda -
la presa en conjunto.

Los dos primeros elementos dependen fundamentalmente de la -
Naturaleza y los tres últimos quedan determinados por el in-
geniero, quién tratará de seleccionar un conjunto con carac-
terísticas propias que incluyan la factibilidad técnica y -
económica.

Las condiciones topográficas influyen en el tamaño y tipo de
las obras. Por ejemplo una boquilla angosta puede ser adecua
da para la solución clásica de ataguía de lado a lado del -
río y una boquilla ancha puede hacer posible aislar ^{parte} del río con
una ataguía, mientras el agua sigue corriendo por el resto -
de la sección (tajo).

La geología de la boquilla tendrá efectos importantes en lo
que se refiere a la cimentación u operaciones de impermeabi-
lización en el desplante de las preataguías y ataguías.

La disponibilidad de materiales en las cercanías permitirá,
definir el tipo de ataguía.

Las condiciones de la roca en los márgenes permitirán prever
si la excavación del túnel se podrá hacer sin necesidad de -
ademe y también si se considera necesario un programa de in-
yectado de consolidación.

Las obras de desviación deberán ser tales que puedan ser in-
corporadas en un programa de construcción con un mínimo de -

pérdidas, peligro y retraso. La práctica común consiste en efectuar el desvío de la corriente mediante una o varias de las siguientes estructuras.

1. Canal o tajo temporal a través del sitio de construcción.
2. Hueco o paso temporal a través de la cortina de concreto
3. Conducto a través del cuerpo de la cortina de materiales graduados
4. Túneles a través de las laderas de la boquilla.

ESTUDIO HIDRAULICO

Las condiciones que rigen el diseño hidráulico se establecen mediante el tránsito de la avenida, para lo cual se requiere establecer el funcionamiento hidráulico del túnel y el conocimiento de la capacidad de regulación del vaso ligada a diferentes alturas de ataguías.

Para cada frecuencia se puede tener diferentes combinaciones de número y diámetro de túneles y altura de ataguías que proporcionan una gama de alternativas.

Estas alternativas se obtienen de transitar una avenida con un gasto asociado a una probabilidad de ocurrencia, a través de diferentes combinaciones de diámetros de túneles, lo cual genera diferentes alturas de ataguía.

El mismo procedimiento se aplica a avenidas asociadas a otros períodos de retorno, con lo que se obtiene una serie de combinaciones de tipo de obra, a las cuales se les aplica un análisis de factibilidad técnico económico.

ESTUDIO TECNICO-ECONOMICO

Para poder formular el análisis económico de las alternativas, es necesario un análisis de costos y de daños.

Para integrar los presupuestos se debe contar con la información de cantidades de obra y precios unitarios generada con los datos de elevación de ataguías, para cada diámetro de túnel y avenida considerados, resultantes de los tránsitos de avenidas.

En el costo de la obra de desvío se incluyen los identificados como directos, tales como el túnel y su revestimiento, las preataguías, limpia y desagüe del desplante de ataguías.

Puesto que la planeación de la obra de desvío considera a las ataguías, en lo posible, incluidas íntegramente en el cuerpo de la cortina, se considera que pudiera ocasionarse en el proceso de construcción un sobreprecio en el metro cúbico de enrocamiento, cargándose dicho sobreprecio al costo del desvío.

Por otro lado se hace necesario un análisis por restricción de tipo técnico, basado en las velocidades máximas permisibles en los túneles, que restringe a su vez la altura de las ataguías. Esta altura de ataguías se ve también limitada por el rendimiento diario de colocación de materiales tanto de enrocamiento como de concreto reforzado que es posible considerar en un proyecto de esta magnitud.

A las soluciones definidas mediante costos de diseño, se les asocia un costo por riesgo, lo cual permite tomar decisiones adecuadas. Estos riesgos son los valores esperados del daño. Como daño se considera el que pudiera causar en las obras realizadas, una avenida superior a la considerada en el diseño.

La probabilidad de que ocurra el daño es igual a la probabilidad de que el gasto de diseño sea excedido en un año de la obra de desvío.

Los daños provocados en el enrocamiento por el paso de una avenida por encima de éste, consideran la pérdida del 25% de material colocado.

EJEMPLO ILUSTRATIVO

Se utilizará aquí como ejemplo ilustrativo el estudio de la obra de desvío para la presa EL TUNAL II Durango (Figuras 1 y 2). Para el desarrollo del estudio se contó con la información de la estación hidrométrica SAN FELIPE y con la deducción de la operación de la presa Guadalupe Victoria, a fin de estudiar el régimen del Río El Tunal.

La estación San Felipe está situada a unos 35 km. aguas abajo del sitio de la presa y a unos 20 km. aguas abajo de la presa Guadalupe Victoria.

La estación presenta registros del escurrimiento del Río El Tunal de enero de 1943 hasta la fecha. Para los propósitos de este estudio se utilizaron los datos del período 1943 -- 1962, período en el cual el régimen del río no habría sido afectado por la presa Guadalupe Victoria.

A partir de agosto de 1962 se utilizaron los datos de entradas al vaso, deducidos del funcionamiento de la presa ya que no existe estación hidrométrica que mida las entradas a la presa. Toda la información fué obtenida del boletín hidrológico N°30 de la Dirección de hidrología de la S.A.R.H.

Se obtuvieron los hidrogramas de las avenidas máximas observadas correspondientes a las fechas siguientes:

- a) Octubre 1943 (1 al 6)
- b) Septiembre 1944 (2 al 6)
- c) Septiembre 1947 (2 al 7)
- d) Septiembre 1948 (2 al 7)
- e) Septiembre 1963 (27 al 30)
- f) Septiembre 1968 (12 al 14)
- g) Septiembre 1970 (26 al 29)

Dichos hidrogramas se presentan al final del texto y en las figuras 3 a al 3g.

GASTOS MAXIMOS Y MINIMOS OBSERVADOS

Máximos: El gasto máximo fué obtenido en base al funcionamiento de la presa Guadalupe Victoria, presentándose el 13 de septiembre de 1968 con un valor de --
1 295 m³/s.

El gasto máximo de la estación San Felipe se presentó también el 13 de septiembre de 1968 con un gasto de 608.6 m³/s.

Como se observa los gastos máximos corresponden a la misma avenida.

Mínimos: En la estación San Felipe se presentó el mínimo el día 13 de julio de 1947 con un valor de 0.1 m³/s.

FORMA DE LA AVENIDA

Del análisis de los hidrogramas se tiene que los trenes de avenidas corresponden a series de picos, de gastos inferiores a 300 m³/s.

También se puede observar que las grandes avenidas son todas ellas de corta duración, máximo de cuatro días.

El hidrograma más desfavorable, por ser el que involucra un mayor volumen, es el de la avenida de septiembre de 1963.

Para las avenidas máximas anuales se seleccionó esta forma de hidrograma.

AVENIDAS MAXIMAS

El cálculo de las avenidas máximas queda sujeto a llevar a cabo un análisis estadístico.

El interés principal del manejo de información en forma estadística, es el de determinar las avenidas de diseño, con varios criterios de uso práctico.

Esto nos conduce a conocer en magnitud los gastos que se manejarán en la obra de desvío, ya sea con una avenida promedio, con una ponderación ó llegar a ella mediante un criterio en función de la experiencia que se tenga.

Así mismo, se puede determinar la frecuencia con que se presenta ó se presentan las avenidas y su duración.

Este análisis estadístico se lleva a cabo por medio de métodos estadísticos, de los cuales nombraremos 2 de los más comunes a continuación, en cuanto a la teoría de cada uno de ellos.

METODOS ESTADISTICOS

Para su aplicación se requiere conocer los gastos anuales, - en cuanto mayor sea el número de éstos, mayor será la aproximación.

Estos métodos nos permiten conocer el gasto máximo para un período de retorno considerado.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución.

En general, se cuenta con pocos años de registro, por lo que la curva de distribución de probabilidades de los gastos máximos, se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un gasto mayor a los registrados.

El problema se origina en que existen muchos tipos de distribuciones que se apegan a los datos y que sin embargo, difieren en los extremos.

Esto ha dado lugar a diversos métodos estadísticos dependiendo del tipo de distribución que se considere.

Se hará mención de los siguientes métodos:

- a) Método de Gumbel
- b) Método de Nash

Gumbel y Nash consideran una distribución de valores extremos, con la única diferencia que el criterio de Nash es menos rígido que el de Gumbel, pues permite ajustar la distribución por mínimos cuadrados.

Para el curso del estudio de la obra de desvío se analizó al análisis estadístico por medio de la distribución de valores extremos de Gumbel. Se escogió este método debido a que las hipótesis de partida son las más confiables, utilizando para ello los períodos de retorno que se indican a continuación, con los resultados como sigue:

Período de retorno Tr (años)	Gasto máximo (m ³ /s)
5	480
10	673
16	800
25	920
50	1 104
100	1 287
500	1 711
1 000	1 894

La interpretación gráfica de los resultados de este análisis se presentan en la figura 5, en donde se representan en un papel de Gumbel los gastos asociados a períodos de retorno.

Después de analizar los resultados, se aceptó considerar como gasto máximo para la obra de desvío 800 m³/s, al cual le corresponde un período de recurrencia de 16 años.

La forma de la avenida se adoptó de la observada en septiembre de 1963 con gasto máximo de 702 m³/s.

En la figura 6 se presenta la gráfica gastos-frecuencia para la distribución de probabilidad que se consideró.

PERIODO DE ESTIAJE

De la observación de los hidrogramas de gastos medios diarios de la estación San Felipe, correspondientes al período 1943-1962, es evidente un período de estiaje de ocho meses de noviembre a los primeros días de junio con gasto promedio de alrededor de 2 m³/s y se presenta una marcada época de avenidas de finales del mes de junio hasta finales de octubre.

PROCEDIMIENTO DE DESVIO DEL RIO

Tomando en cuenta los factores que intervienen en la planeación de la obra de desvío analizados anteriormente y los resultados del estudio hidrológico, se concluye que:

La obra de desvío se hará mediante un túnel alojado en la ladera de la margen izquierda, preataguías aguas abajo y aguas arriba de lado a lado del río y una ataguía que está formada por el avance del propio cuerpo de la cortina.

Esto se muestra en planos al final de este escrito.

ESTUDIO HIDRAULICO

Para realizar el análisis hidráulico de las obras de desvío fué necesario calcular la curva de gastos del túnel, trabajando como canal y como tubería a presión.

Para el túnel se adoptó la forma circular, realizando los cálculos para diámetros desde cinco a diez metros.

a) Túnel trabajando como canal.

Se consideró al túnel revestido de concreto, $n=0.015$, y pendiente $S=0.00625$. Para esta se encontró en general que el régimen sería supercrítico, lo cual fué debidamente comprobado en cada caso. Por lo tanto se siguió el siguiente procedimiento para cada diámetro del túnel.

1. Se dan valores arbitrarios al tirante, desde 1m. hasta el valor de diámetro del tubo.
2. Dicho tirante se consideró como el crítico y apartir de la ecuación: $Q^2/g = Ac^3/Bc$, se obtuvo el gasto Q correspondiente a dicho tirante. En esta ecuación Ac y Bc son área hidráulica y ancho de superficie libre en la sección circular correspondientes al tirante supuesto, los cuales pueden leerse de la tabla de secciones circulares.
3. Se calcula la velocidad $V=Q/A$ y la correspondiente carga de velocidad $V^2/2g$
4. Se calcula la pérdida por entrada mediante la ecuación:

$$h_e = 0.05 V^2 / 2g$$

5. Se calcula la carga total H_t mediante la siguiente ecuación:

$$H_t = y + V^2 / 2g + h_e + s l$$

l = longitud del conducto.

Estos cálculos se realizaron para los diferentes diámetros de túnel y los resultados se presentan graficados en la figura N°7.

b) Túnel trabajando a presión.

El cálculo hidráulico para estas condiciones se basa en la ecuación de energía, que para este caso se escribe como sigue.

$$H_t = \frac{V^2}{2g} \left(\frac{fl}{D} + K_e + K_v \right)$$

donde:

f= Factor de fricción en la fórmula de Darcy-Weibach

K_e = Coeficiente de pérdida por entrada (0.5)

K_v = Coeficiente de pérdida de carga de velocidad en la salida (1.0)

l= Longitud del túnel

D= Diámetro del túnel

La carga total H_t se mide de la superficie del agua del vaso al centro del túnel a la salida. Si el chorro de salida se apoya en el piso de aguas abajo, dicha carga se mide a la parte más elevada del chorro emergente en el punto de mayor contracción; si el portal de la salida está sumergido, la carga se mide al nivel del agua en la descarga.

El nivel del agua en la descarga se puede determinar de la curva elevaciones-gastos del río, obtenida mediante mediciones directas o por algún método de perfil de flujo variado en el río, levantando las secciones transversales en un tramo suficiente largo.

Los valores calculados se graficaron para los diferentes diámetros y se presentan también en la figura 7.

TRANSITO DE AVENIDAS

El tránsito de una avenida es una simulación del fenómeno real consisten en la determinación del hidrograma de salida, almacenamiento y elevación máxima del embalse, como resultado del paso de una avenida por el vaso.

Existen varios métodos para la solución del tránsito de avenidas como:

- 1.- Método gráfico de Goodridge
- 2.- Método de Puls
- 3.- Método de Puls Modificado

Los 3 métodos se basan en la solución de la ecuación de continuidad que nos dice:

"En un intervalo cualquiera de tiempo Δt entra un volumen $Q\Delta t$ al vaso, que se reparte en un volumen que sale $q\Delta t$ y otro que se almacena ΔV "

$$Q\Delta t + \Delta v$$

Esta ecuación no tiene solución directa, ya que el gasto de salida q es una función de la carga hidrostática h y ésta es función del incremento de volumen Δv el cual, a su vez, es función de la diferencia $Q - q$.

Goodridge estudió el problema y encontró un método que en forma gráfica y la base de tanteos resuelve la ecuación.

Puls expus- un método, que aunque por tantos en forma numérica, resolvía la ecuación en una forma más sencilla. Posteriormente, se le hicieron algunas modificaciones al método de Plus, por medio de un artificio algebraico y valiéndose de gráficas auxiliares, se pudo resolver la ecuación directamente.

Para el tránsito de avenidas a través de los túneles de desvío, para el caso de la presa El Tunal II en estudio, se aplicó un programa de computación electrónica.

Este programa requiere básicamente de la siguiente información:

- a) Curva de cargas - gastos de los túneles
(ver figura 7)
- b) Curva de elevaciones - áreas - capacidades del vaso aguas arriba (ver figura 8)
- c) Hidrograma de las avenidas que se desean transitar.

Obteniéndose con dicho programa el hidrograma de salidas así como las variaciones de las elevaciones en el vaso y que implican las alturas de ataguías que se necesitan.

Seleccionada la avenida registrada el mes de septiembre de 1963 como prototipo de la avenida más desfavorable, se tomó esta forma tipo y se mayoró a períodos de retorno de 5, 16, 25, 50 y 500 años para obtener una gama mayor de condiciones de operación de los túneles, ligadas a diferentes períodos de retorno.

Las avenidas mayoradas se transitaron por túneles de 5 m a 10 - de diámetro.

Las avenidas de entrada a transitar fueron las siguientes:

1) Tr = 5 años	Q max = 480 m ³ /s
2) Tr = 16 años	Q max = 800 m ³ /s
3) Tr = 25 años	Q max = 920 m ³ /s
4) Tr = 50 años	Q max = 1104 m ³ /s
5) Tr = 500 años	A max = 1711 m ³ /s

Los resultados anteriores se resumen en las gráficas de la figura 9.

En estas gráficas se muestran los pares coordinados de diámetros del túnel - elevaciones de ataguía, ligados a los gastos con di-

ferentes períodos de retorno que fueron considerados.

Para la atagüa aguas arriba, se consideró una sobre elevación - por bordo libre 2.00 m adicional a la elevación por carga hidráulica.

Las atagüas aguas abajo se consideraron de una altura neta de - 12 m. como máximo, en base a los niveles máximos registrados en la corriente.

INTEGRACION DEL COSTO DE LA OBRA DE DESVIO

Costo de túneles

Con el objeto de estimar los costos que intervienen en la construcción de un túnel se han analizado los conceptos que se indican más adelante con precios unitarios proporcionados en el Departamento de Precios Unitarios de la Secretaría de Recursos -- Hidráulicos.

La longitud de túnel considerasa fué de 300 metros.

C O N C E P T O	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Excavación túnel	m3	\$ 140.00
Concreto simple	m3	\$ 300.00
Concreto reforzado	m3	\$ 470.00
Acero de refuerzo	kg	\$ 1.15
Ademe metálico	kg	\$ 10.00
Perforación para inyectado	m.	\$ 350.00
Lechada de cemento	m3	\$ 500.00
Excavación acceso	m3	\$ 24.00

Con estos conceptos se obtuvo el costo de los túneles para cada diámetro considerado desde 5m. hasta 10m. y los resultados obtenidos fueron:

DIAMETRO (m)	COSTO (\$)
5	\$ 1 862 853.07
6	\$ 2 616 647.29
7	\$ 3 502 048.39
8	\$ 4 518 824.86
9	\$ 5 666 966.47
10	\$ 6 946 471.25

Con los resultados anteriores se elaboró la curva de costo-dímetros de túnel que se presenta en la figura 10.

COSTO DE ATAQUIAS.

Puesto que se considera al cuerpo de la cortina como la ataguía definitiva, se ha calculado el volumen de avance en la construcción de la cortina, considerando la aplicación a este volumen el precio unitario estimado para el enrocamiento; que es igual a:

CONCEPTO	PRECIO UNITARIO	UNIDAD
Enrocamiento	\$ 50.00	m3

De este costo se considera que es aplicable a la obra de desvío únicamente el 10%.

Se analizará el costo de ataguías aguas arriba y aguas abajo, para diferentes elevaciones.

Las ataguías analizadas fueron las siguientes:

COSTO DE ATAGUIAS AGUAS ARRIBA

ELEVACION (M.S.N.M)	VOLUMEN (m3)	COSTO (\$)
1955	11,102.32	\$ 555,116.00
1960	25,642.61	\$1 282,130.50
1965	46,433.37	\$2'321,668.50
1970	75,733.49	\$3'786.674.50
1975	112,047.59	\$5'602,379.50
1980	157,558.38	\$7'877,969.00
1985	213,829.13	\$10'691,456.50

COSTO DE ATAGUIAS AGUAS ABAJO

ELEVACION (m.s.n.m.)	VOLUMEN (m3)	COSTO (\$)
1955	13,498.98	\$ 674,949.00
1960	28,823.85	\$1'441,192.50
1965	50,483.71	\$2'524,185.50

En la figura 11 se presenta una grafica de costos de ataguías - elevaciones de ataguía.

COSTO DE PREATAQUÍAS.

Para las preataquías se les considera un precio unitario de \$ 26/m³ tanto para aguas arriba como para aguas abajo, así como para las ataguías en el portal de entrada de túneles, se le considera un precio unitario de \$ 23/m³.

COSTO DE PREATAQUÍAS AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO

ELEVACION (M.S.N.M.)	VOLUMEN (m ³)	COSTO (\$)
1950	3, 405.80	\$ 89,061.67

COSTO DE ATAQUÍAS EN PORTAL DE ENTRADA DE TUNELES

ELEVACION (M.S.N.M.)	VOLUMEN (m ³)	COSTO (\$)
1947	1,913.88	\$44,017.40 Aguas Arr
1947	2,334.49	\$53,693.27 Aguas Ab.

Bombeo y limpia.

El costo de bombeo y limpia se ha estimado en \$ 250,000.00 ya que en estos conceptos los requerimientos son mínimos.

Integración del costo del desvío.

El costo total del desvío está integrado para cada alternativa por:

- La suma del costo del túnel
- El 10% del costo del volumen de enrocamiento colocado en la cortina.
- Costo de las preataguías de aguas arriba.
- Costo de las preataguías de aguas abajo.
- Costo de Bombeo y Limpia.

Estos 3 últimos conceptos se consideran constantes para todas las alternativas.

La serie de alternativas analizadas para el cálculo del costo del desvío fueron para las avenidas con período de retorno de 5 a 50 años.

En la tabla 2, se presenta en detalle la integración del costo de desvío para la serie de alternativas mencionadas con anterioridad.

Estimación de los daños.

Para una obra de desvío, en que existe la posibilidad de destrucción parcial o total de la misma por inundación, durante su construcción y aún terminada la misma, es necesario considerar el valor esperado de los daños en la toma de las decisiones.

Este factor puede alcanzar proporciones importantes que alteren las posibilidades de solución que se tengan, al considerar solamente los costos.

Para este caso en particular en que la cortina es de enrocamiento se ha considerado el daño igual al 25% del costo del volumen colocado en la cortina en el momento en que se presenta una avenida mayor que la estimada en el diseño de la obra de desvío.

El resto de las obras que integran el desvío no sufren daño alguno al ocurrir un evento como el mencionado.

Estimación de los riesgos.

Se han considerado los riesgos como el valor esperado del daño ocurrido.

La probabilidad de que ocurra el daño es igual a la probabilidad de que el gasto de diseño sea excedido en un año de la vida útil de la obra de desvío.

Si consideramos que esta vida útil se reduce al primer año, - esta probabilidad es igual al recíproco del período de retorno

En la tabla 2 se presenta el cálculo del costo de los daños como la multiplicación del costo de la cortina x 0.25 (25%) y el cálculo del costo de los riesgos como el daño/Tr para cada alternativa analizada.

Integracion de costo + riesgo.

La esperanza del costo para cada una de las alternativas se muestra en la última columna de la tabla 2.

Esta última columan es el resultado que se obtiene de la suma del costo del desvío más el riesgo.

Con los datos de la tabla 2 se han elaborado las gráficas que se presentan en las figuras 12 y 13.

Análisis de resultados.

La tendencia general en las alternativas estudiadas indican - que las solución del desvío se encuentra hacia la menor inversión en las obras destinadas para este objetivo.

Así, en las gráficas de esperanzas de costo contra diámetro -- del túnel de la figura 12, la curva inferior, esto es la de esperanza de costo mínimo corresponde a una avenida con período de retorno de 5 años y el valor mínimo de la curva es prácticamente igual para túneles entre 5 y 7 metros.

En las gráficas de esperanza de costo contra período de retorno de la figura 13, se tiene también la mínima combinación --- con el menor diámetro de túnel y el menor período de retorno.

Este comportamiento se explica en función del largo período de estiaje, que podría en una situación extrema permitir la construcción total de la cortina en un estiaje y almacenar en la primera época de avenidas prácticamente el total de cualquier avenida que se presentara.

La posibilidad de combinar la obra de desvío con la obra de exedencias baja, hace que se fije un límite al tamaño mínimo del túnel, siendo este límite inferior el túnel de 8 metros de diámetro.

Si se fija este parámetro, entonces únicamente queda una variable, que sería el período de retorno.

Para la selección más apropiada de la avenida de diseño con su período de retorno (T_r) asociado, se tomaron en cuenta las siguientes variables por comparar:

- Altura de ataguías
- Costo de ataguías
- Costo del desvío
- Costo del daño
- Costo del riesgo
- Costo desvío + riesgo

Las 3 primeras van íntimamente ligadas entre si ya que:

A mayor altura de ataguías mayor costo de ataguías mayor costo del desvío mayor T_r .

De aquí se obtiene que la avenida de diseño con menor período de retorno (T_r) es la que implica la solución de menor costo del desvío que para nuestro caso es la de 5 años, como se señaló anteriormente, tomando en cuenta que la principal componente de costo al adoptar una avenida mayor está situada en el costo de ataguías que forman parte de la obra permanente.

La relación que se guarda con respecto al costo del riesgo es la siguiente:

A mayor período de retorno (T_r) menor costo del riesgo.

De esta relación se obtiene que la avenida de diseño con mayor período de retorno es la que implica la solución del menor costo del riesgo, que para nuestro caso es la correspondiente a la avenida con período de retorno de 50 años.

Las dos avenidas de diseño con su período de retorno asociado nombradas anteriormente, son eliminadas como solución definitiva puesto que:

- a) La avenida de diseño con período de retorno de 5 años presenta el menor costo de desvío, pero implica la solución de mayores riesgos (costo del riesgo).
- b) La avenida de diseño con período de retorno de 50 años presenta el mayor costo de desvío, pero implica la solución de menores riesgos (costo del riesgo).

Para la solución definitiva de la avenida de diseño con su período de retorno (T_r) asociado, se considera que la mejor solución es la avenida de diseño con período de retorno de 16 años ya que el tipo de análisis que se realizó involucra que la cortina funcione como ataguía y que los daños que puede ocasionar el paso de una avenida mayor sobre este tipo de cortinas, son del orden del 25% del costo de la cortina.

Considerando los resultados del análisis para las alternativas de 16 y 25 años, se seleccionó la avenida de diseño con período de retorno de 16 años por:

- a) Presentar menor costo del desvío
- b) Presentar menor costo del daño
- c) Presentar menor costo del desvío + riesgo
- d) No obstante que el costo del riesgo es mayor para la alternativa de 16 años con respecto a la de 25 años no implica una diferencia en costos muy marcada.

Conclusiones.

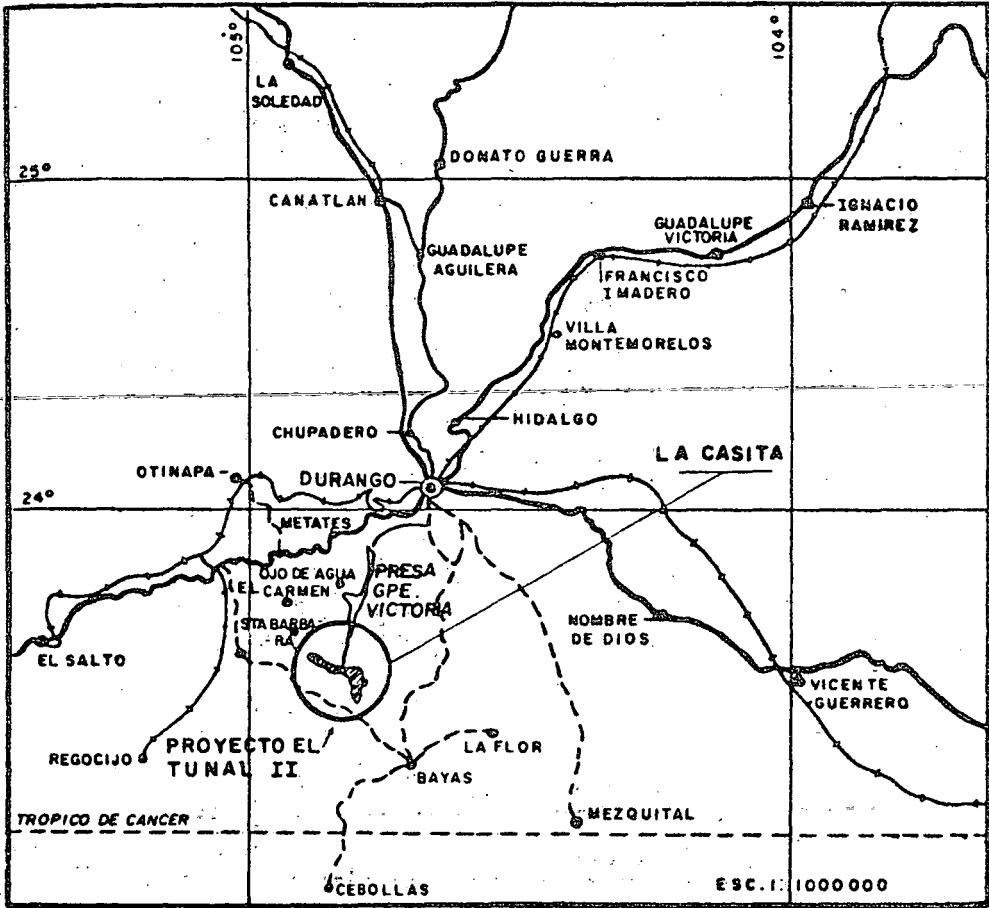
El análisis indica como solución adecuada, adoptar para el desvío:

- a) Una avenida con período de retorno igual a 16 años
- b) Un túnel de 8 metros de diámetro

Período para el Cierre del Cauce

De acuerdo con el análisis de los gastos máximos mensuales probables se tiene que el cierre del canal puede hacerse desde -- principios de noviembre, de tal manera de aprovechar todo el -- período de estiaje en la construcción de las ataguías.

Los gastos máximos probables en noviembre para períodos de retorno entre 10 y 50 años varían en el rango de 15 a 40 m³/s -- (Véase fig. 14).



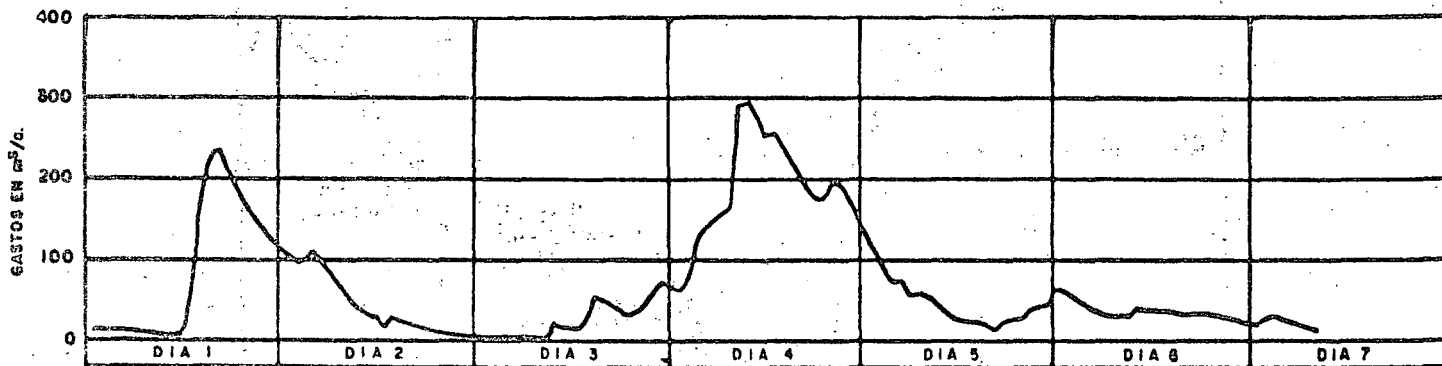
VIAS DE COMUNICACION

FIG. 2

PRESA EL TUNAL II, DGO.

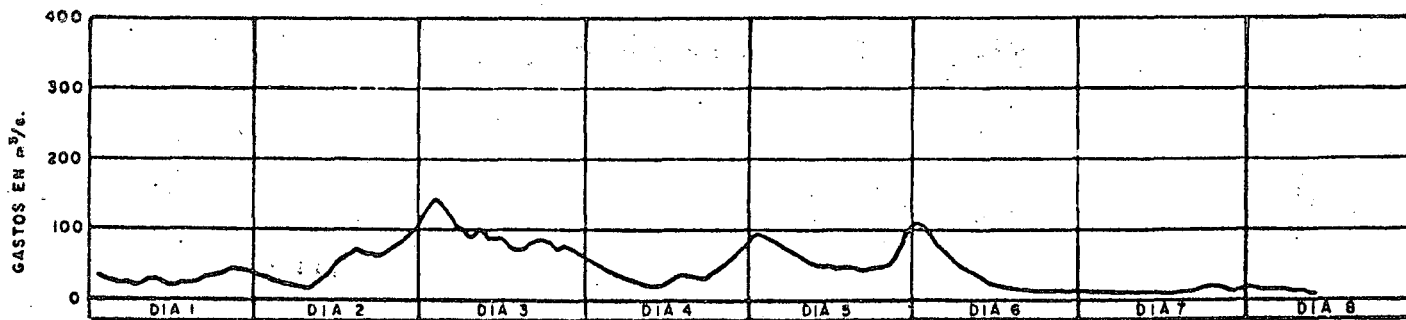
PRINCIPALES AVENIDAS OBSERVADAS EN EL RIO EL TUNAL

ESTACION SAN FELIPE



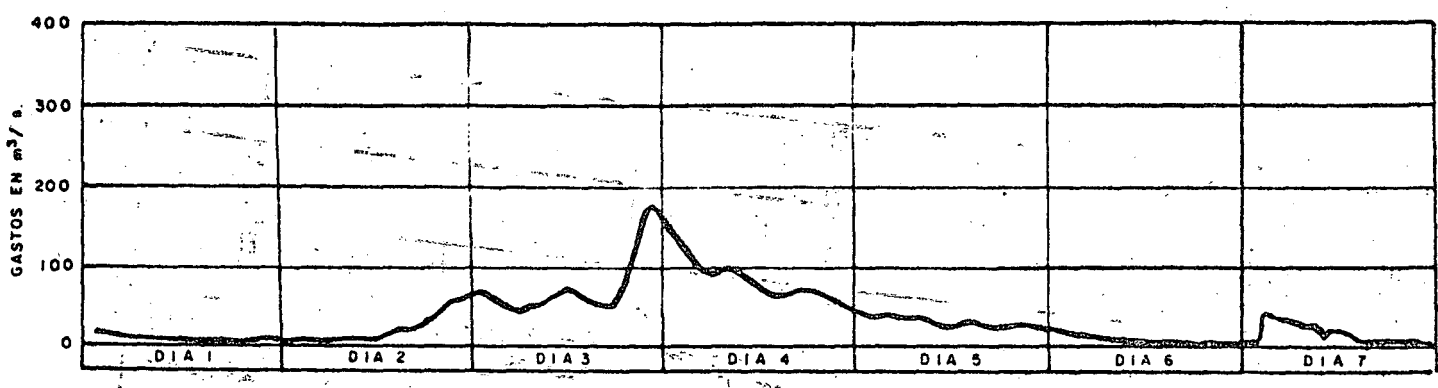
OCTUBRE 1943

FIG. 3a



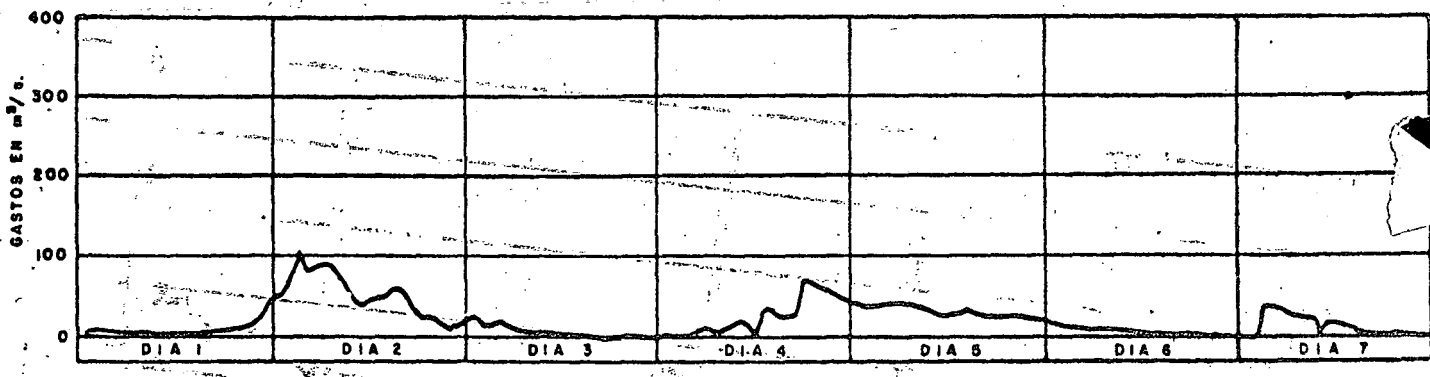
SEPTIEMBRE 1944

FIG. 3b



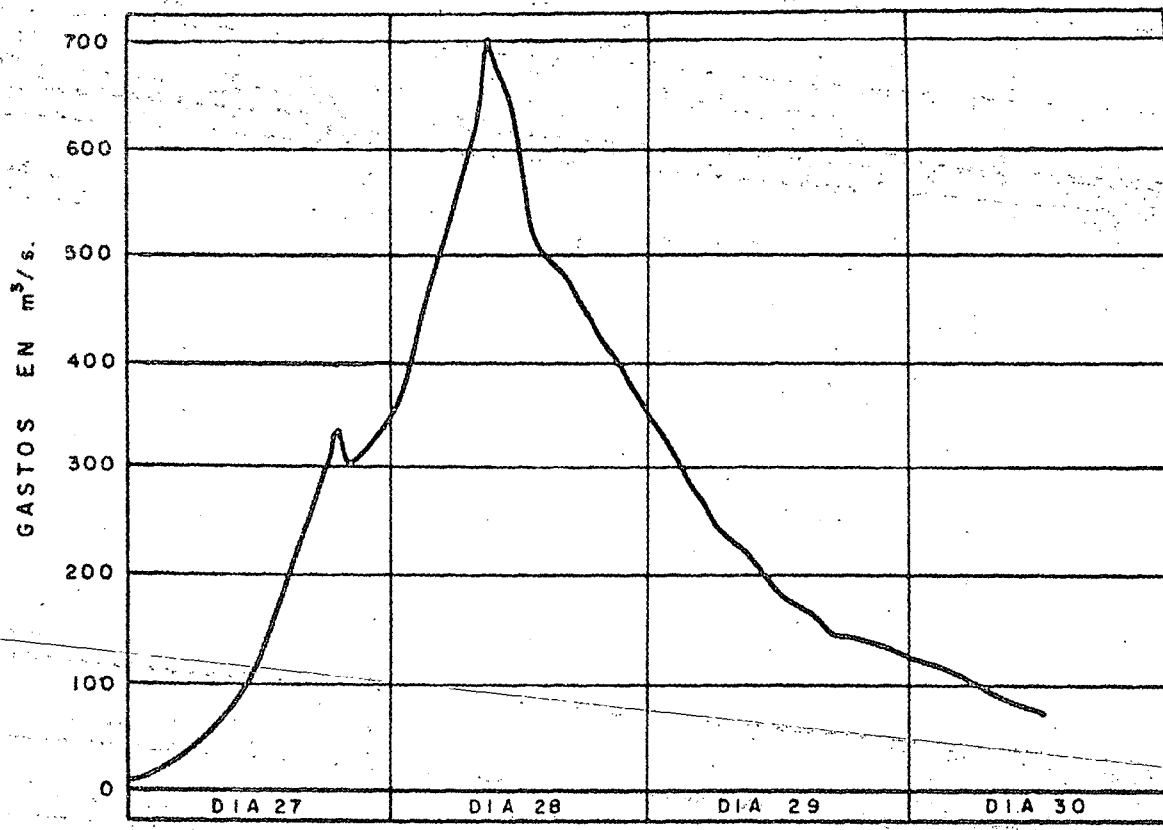
SEPTIEMBRE 1947

FIG. 3c



SEPTIEMBRE 1948

FIG. 3d



SEPTIEMBRE 1963

FIG. 3a

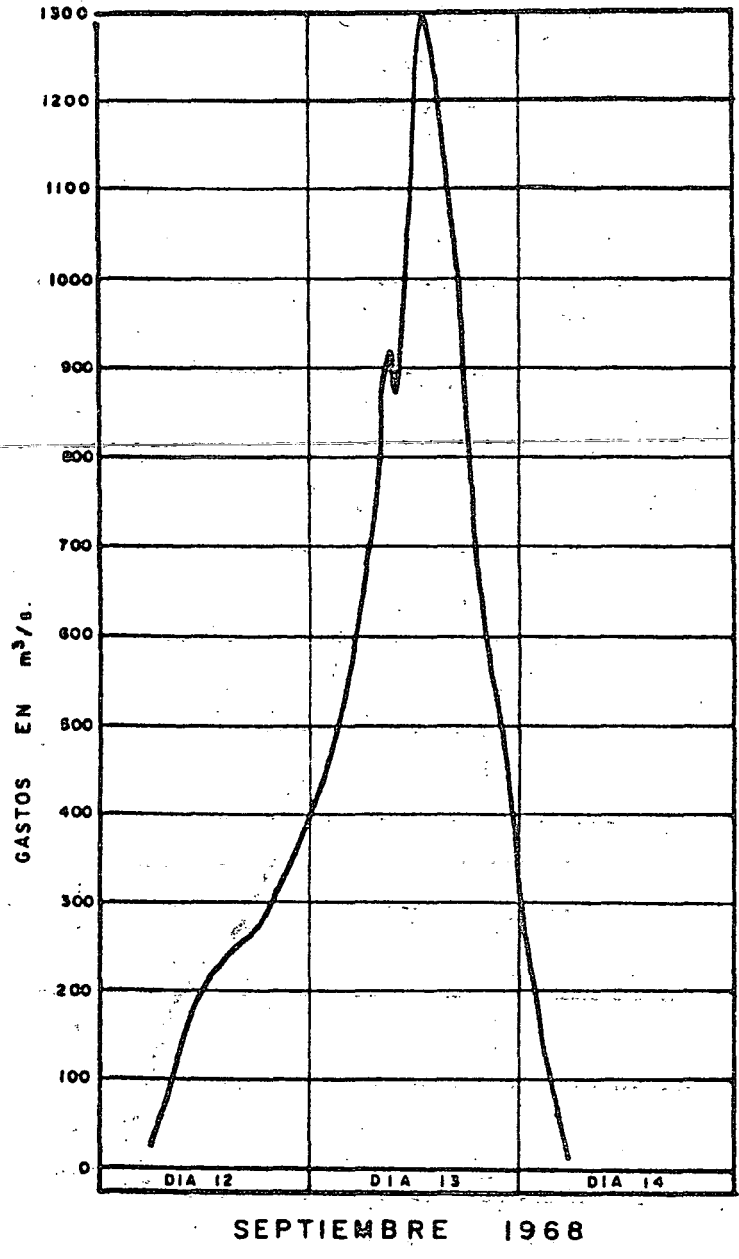
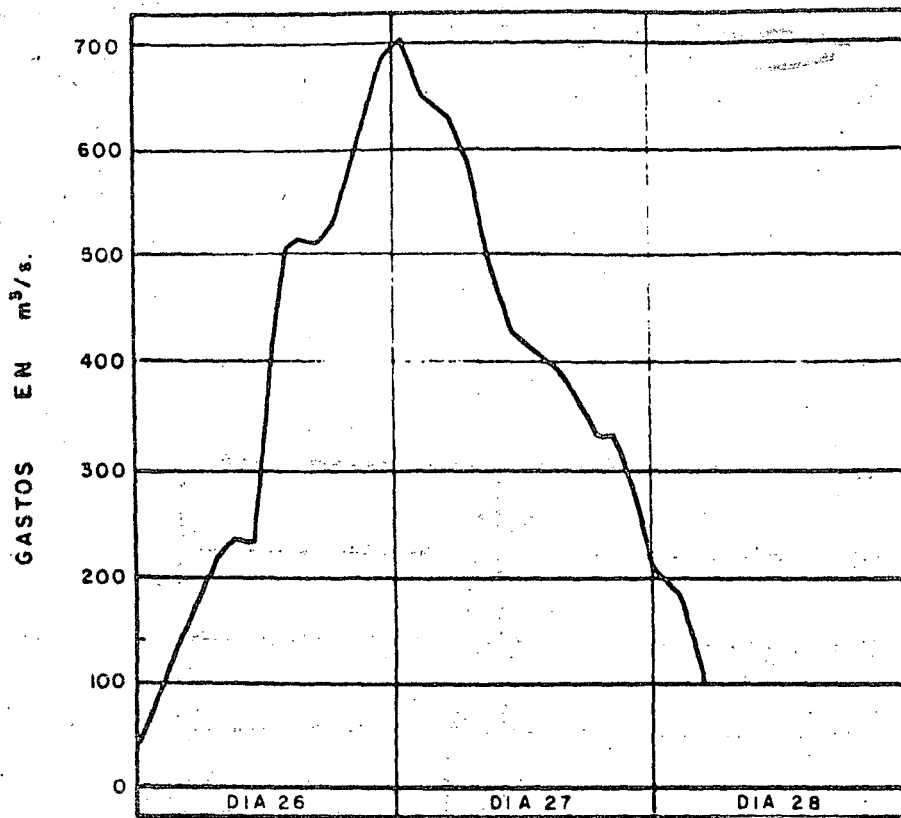


FIG. 31



SEPTIEMBRE 1970

FIG. 30

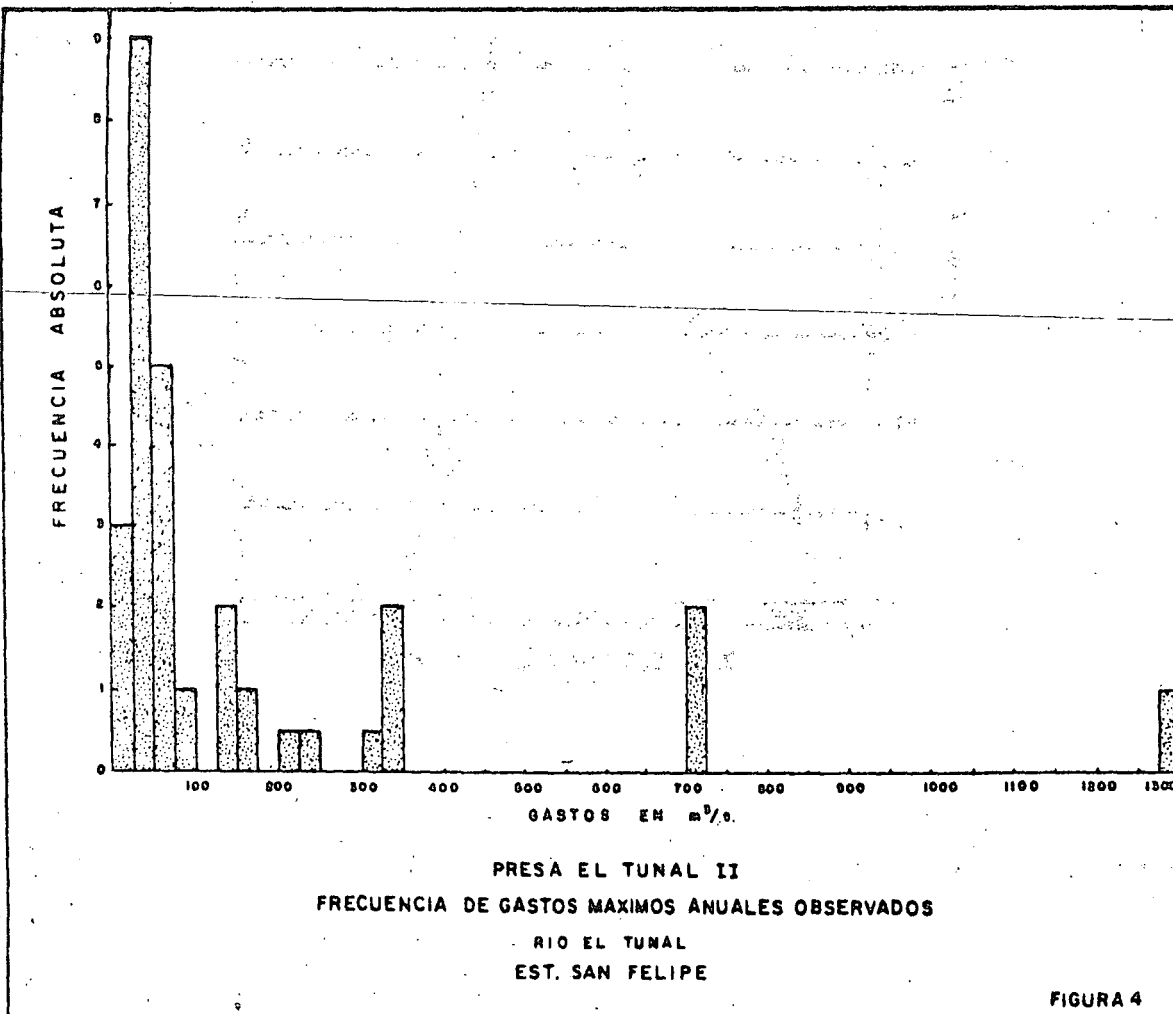


FIGURA 4

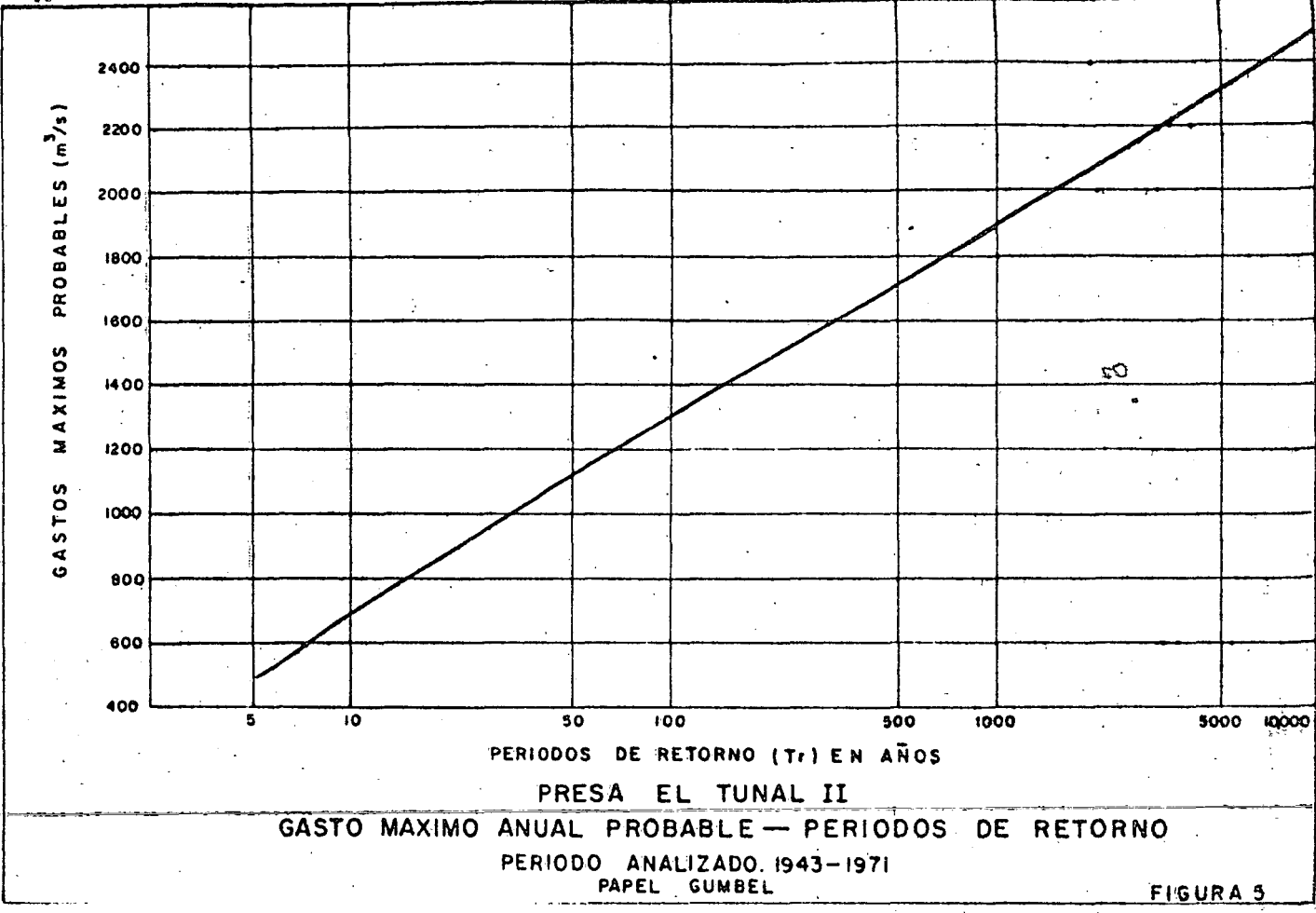


FIGURA 5

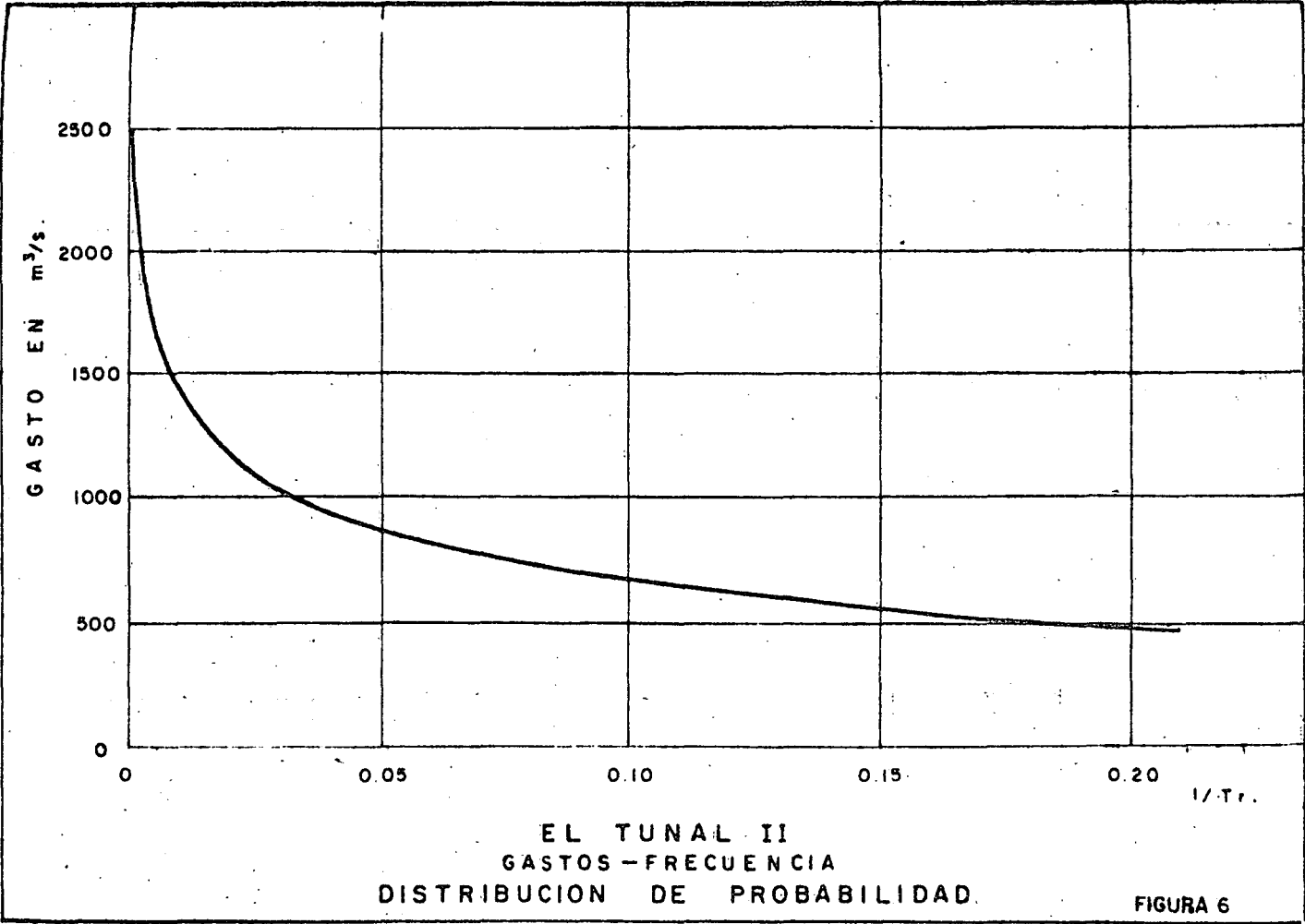


FIGURA 6

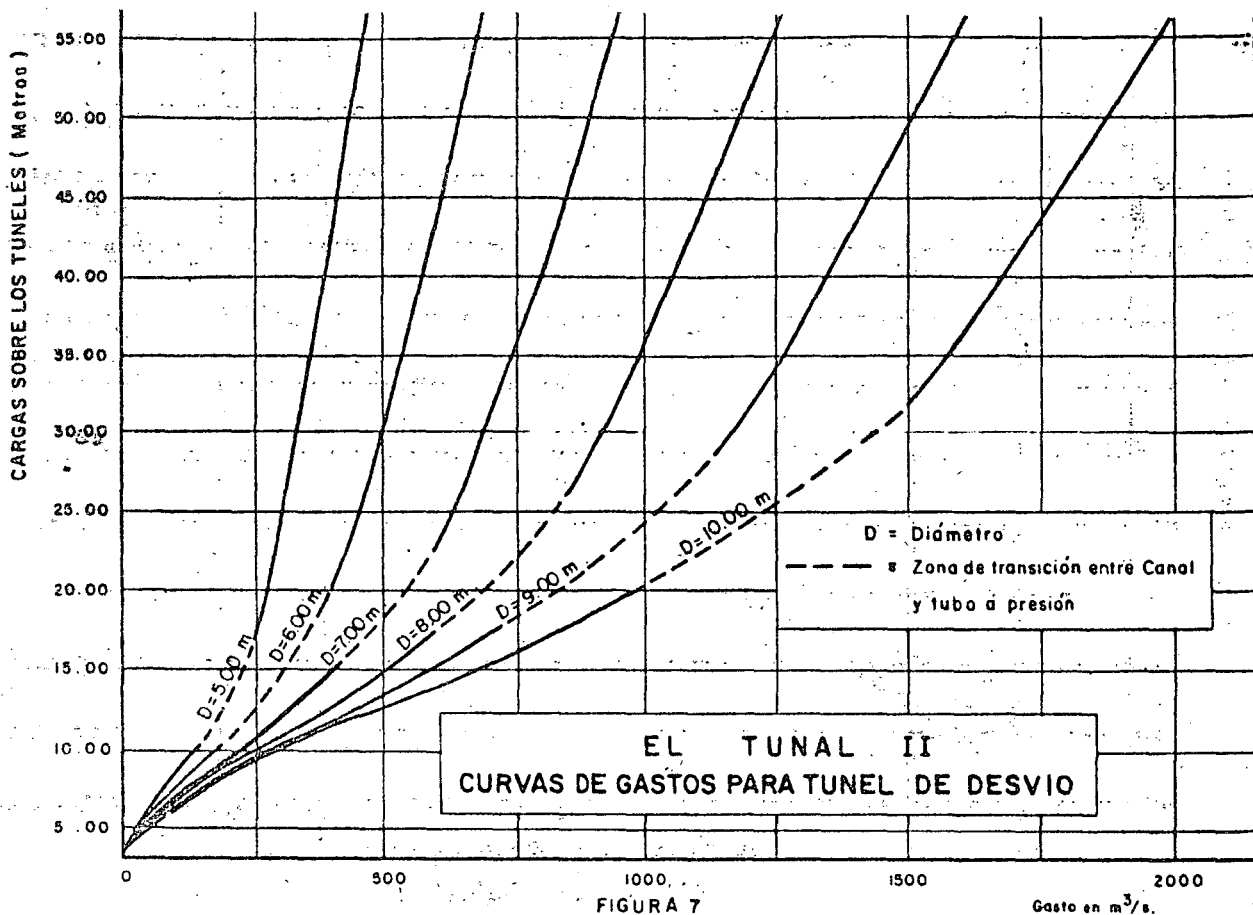
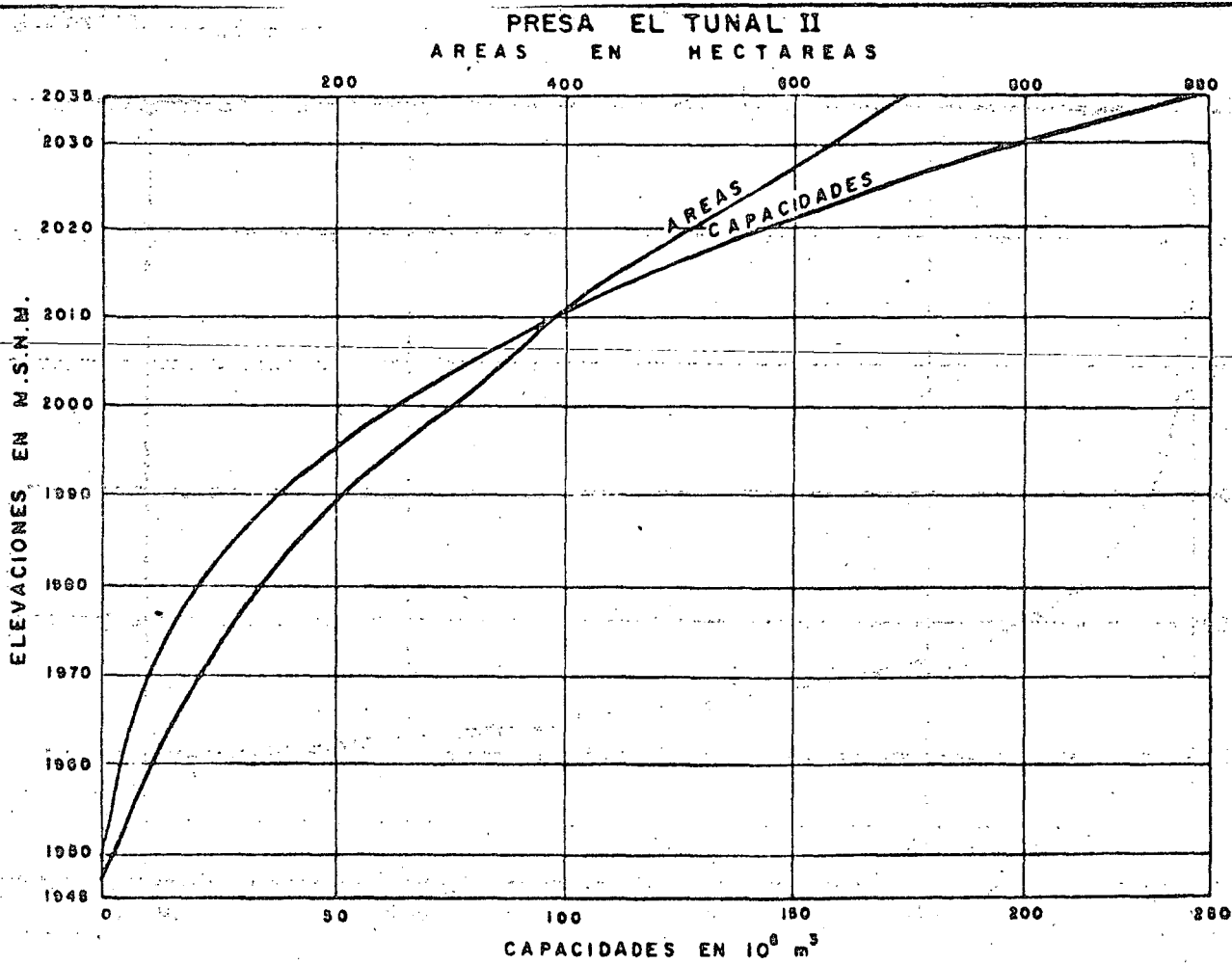


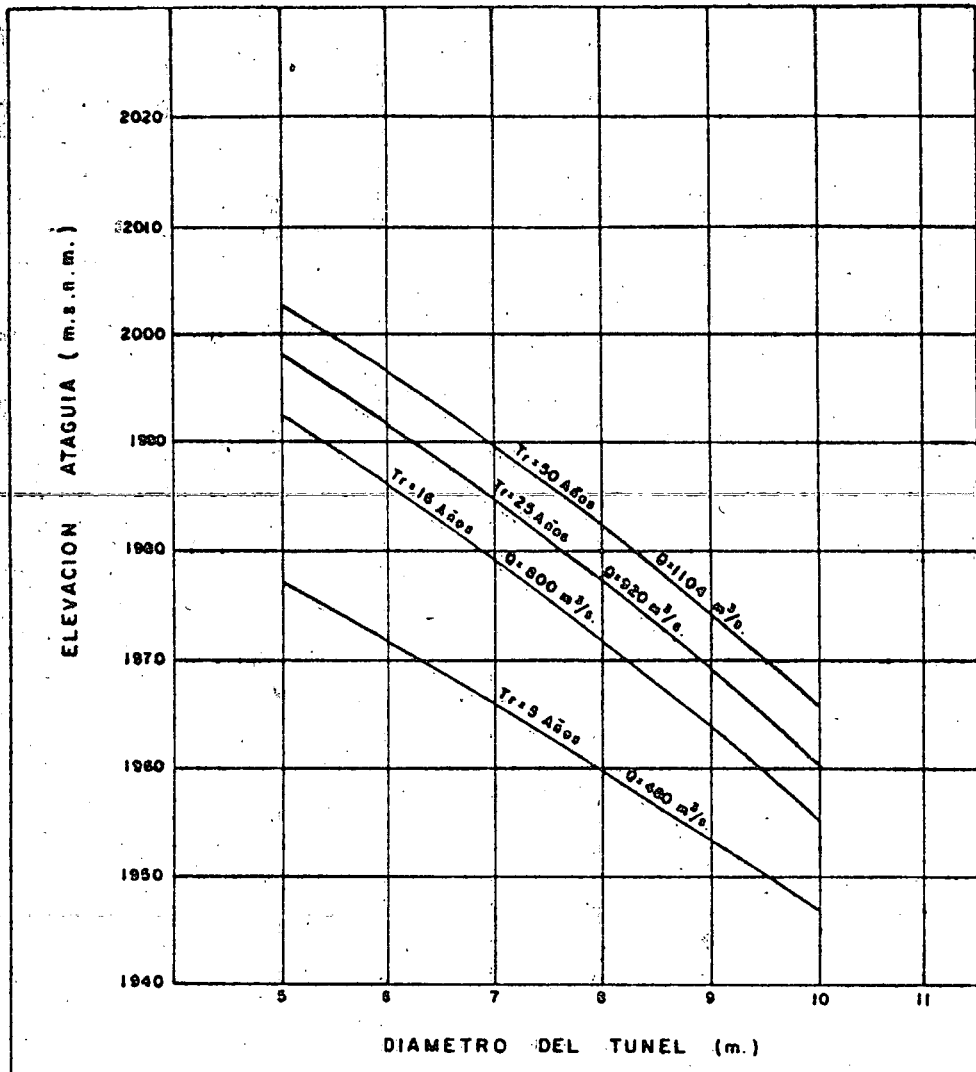
FIGURA 7

Gasto en m³/s.



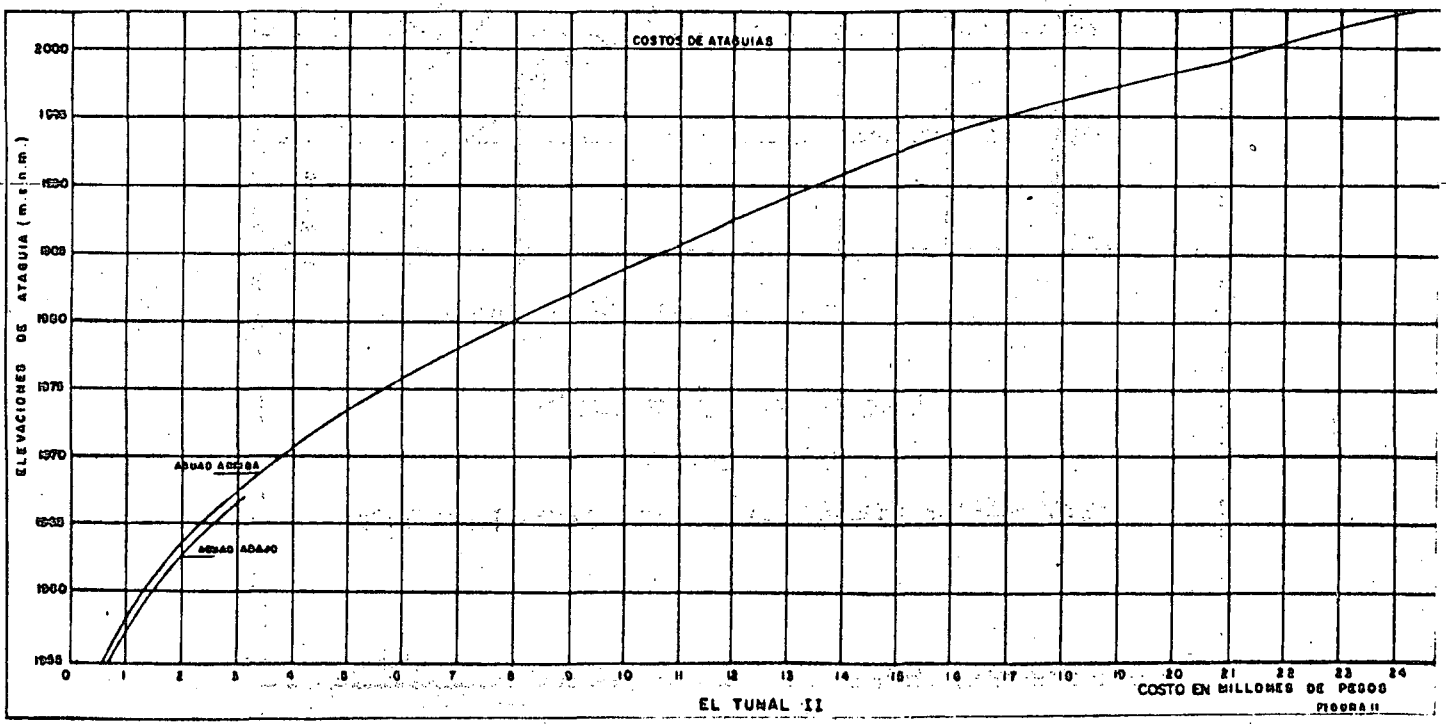
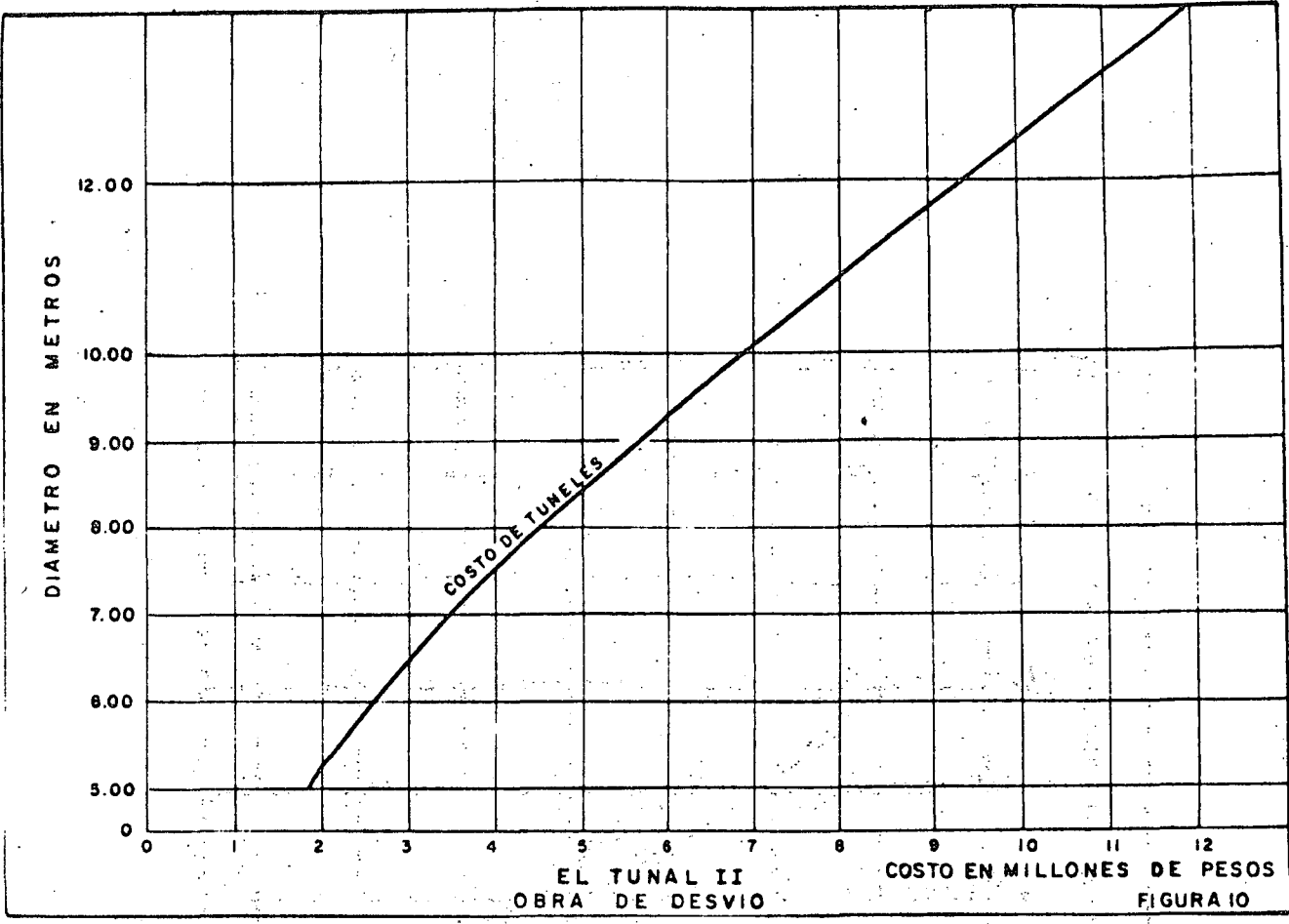
CURVA ELEVACION-AREAS-CAPACIDADES

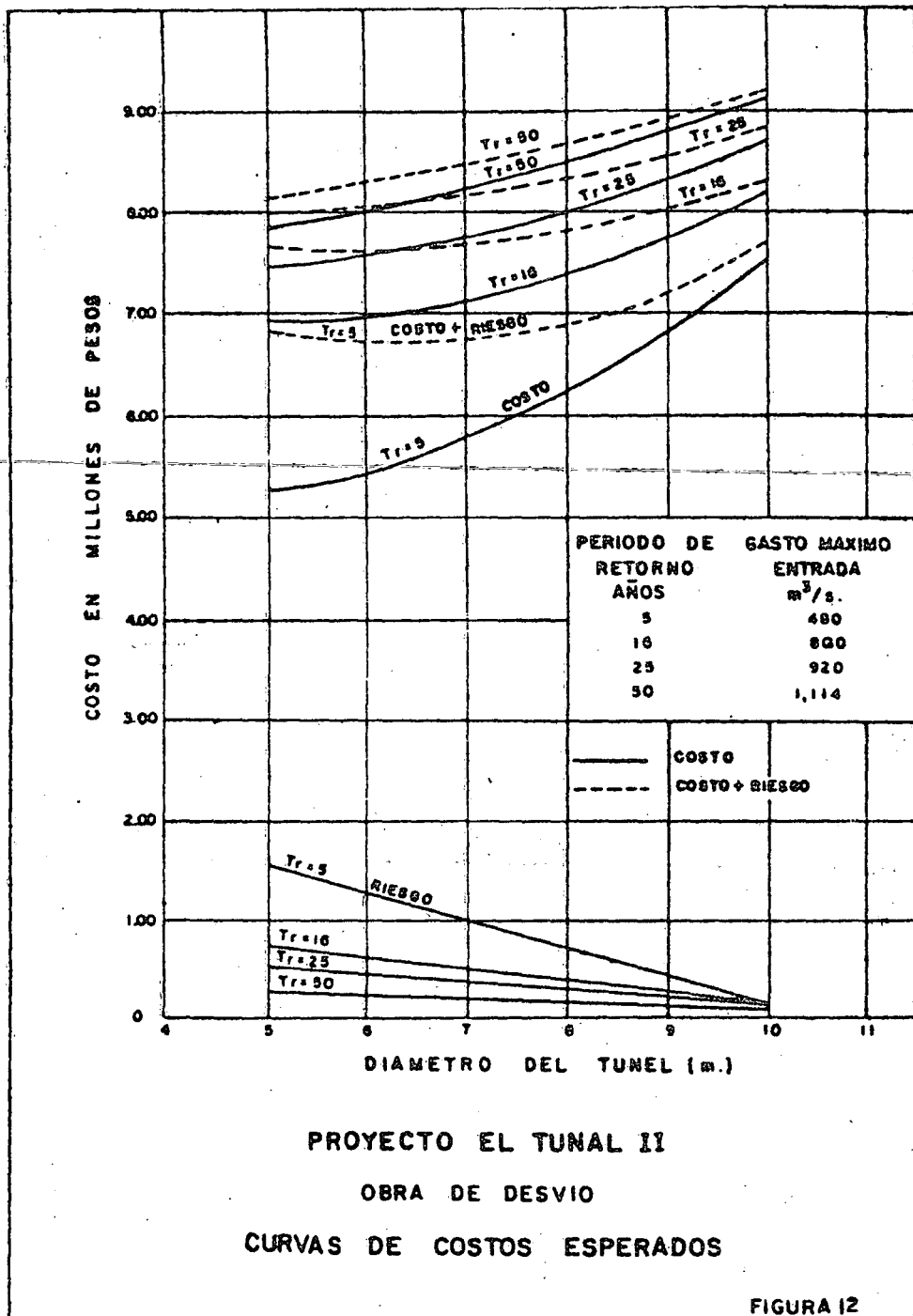
FIGURA 8



PROYECTO EL TUNAL II
OBRA DE DESVIO
GRAFICAS DE RESULTADOS DE TRANSITOS DE AVENIDAS

FIGURA 9





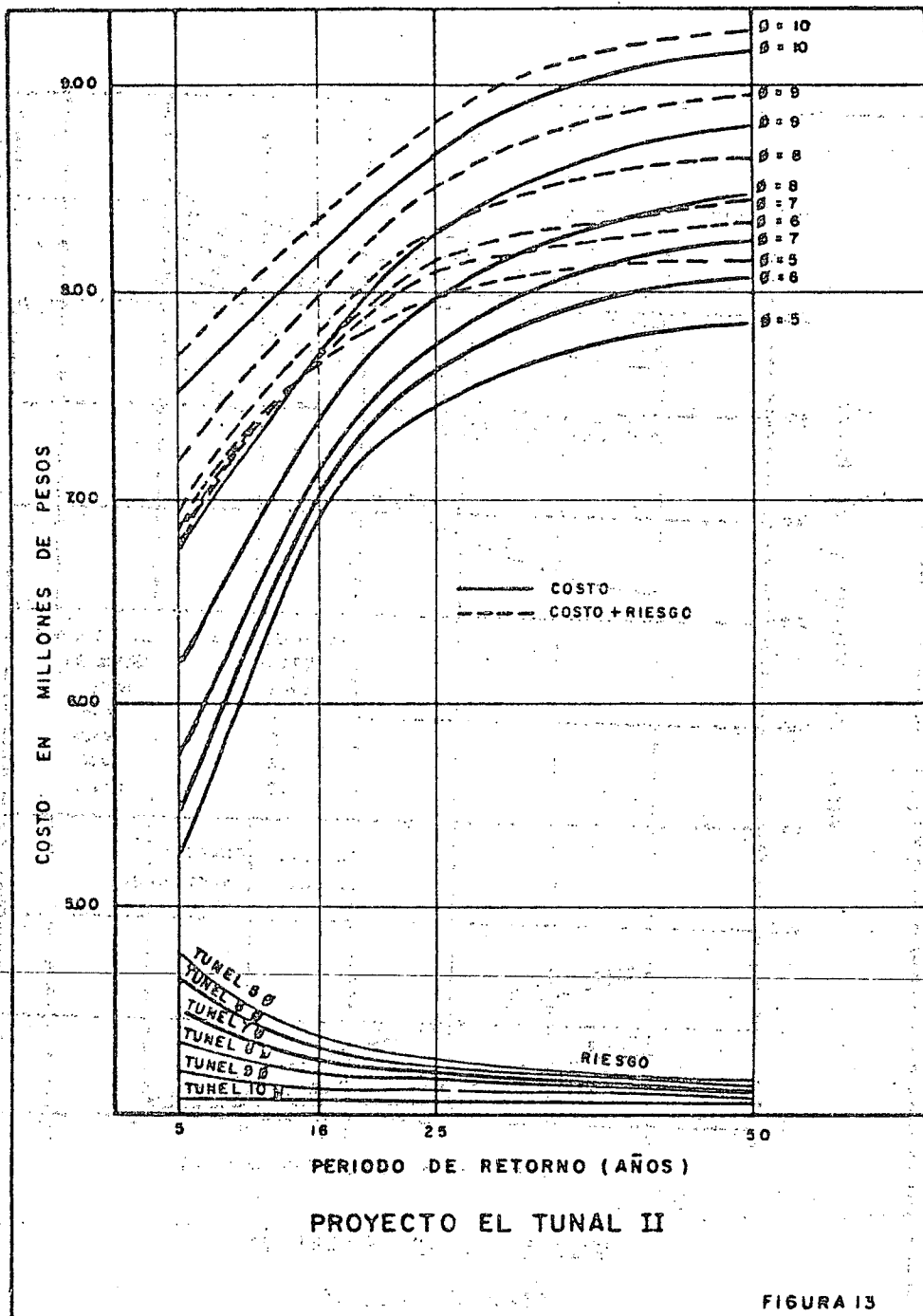


FIGURA 13

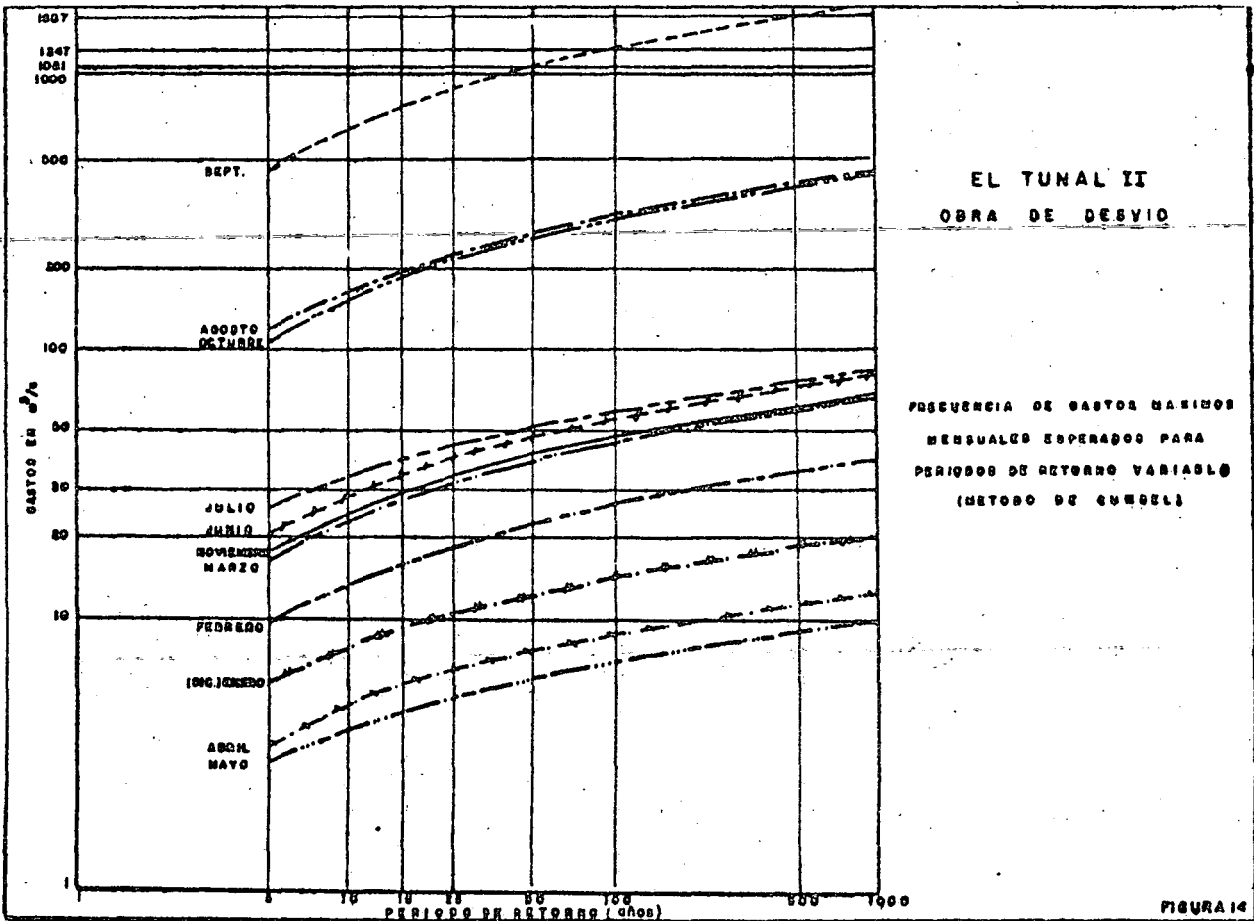


TABLA 1
PROYECTO EL TUNAL II
OBRA DE DESVIO

Gastos máximos anuales

AÑO	Gasto máximo. (m ³ /s)	
	Cronológico	Ascendente
1943	338	6
1944	142	14
1945	30	17
1946	26	25
1947	173	26
1948	200	29
1949	43	29
1950	25	30
1951	126	33
1952	14	38
1953	233	42
1954	42	43
1955	92	58
1956	29	65
1957	17	67
1958	65	72
1959	72	74
1960	33	92
1961	29	126
1962	6	142
1963	702	173
1964	74	200
1965	67	233
1966	305	305
1967	324	324
1968	1 295	338
1969	38	702
1970	705	705
1971	58	1 295

ESTACION
SAN FELIPE

CONTROL DE
LA-PRESA
GUADALUPE
VICTORIA

TABLA

ANALISIS DE ALTERNATIVAS PARA EL DESVIO DURANTE

TUNEL DIAM. (m)	COSTO DE TUNELES	Q max SALIDA m ³ /s	VELOCIDAD SALIDA m/s	ATAGUIA ELEV. (m) ²	PERIODO DE RETORNO 5 AÑOS		
					ALTURA DE LA ATAGUIA (m)	VOLUMEN COLO CADO EN LA CORTINA	RENDIMIENTO PROMEDIO - DIARIO (m ³)
5.00	1 862 853	217.33	11.07	1977.0	36.0	572 000	2 767
6.00	2 616 647	291.25	10.30	1971.8	30.8	475 000	2 262
7.00	3 502 048	357.99	9.30	1966.0	25.0	365 000	1 690
8.00	4 518 824	434.39	8.64	1960.0	19.0	260 000	1 019
9.00	5 666 696	442.87	6.96	1953.5	12.5	155 000	777
10.00	6 946 471	476.69	6.07	1947.0	6.0	60 000	583
PERIODO DE RETORNO 16 AÑOS							
5.00	1 862 853	257.24	13.10	1992.5	51.5	875 000	4 248
6.00	2 616 647	372.42	13.17	1986.3	45.3	755 000	3 641
7.00	3 502 048	473.75	12.31	1979.5	38.5	620 000	2 961
8.00	4 518 824	564.88	11.24	1972.0	31.0	477 000	2 112
9.00	5 666 696	626.76	9.85	1964.0	23.0	327 000	1 757
10.00	6 946 471	738.08	9.40	1955.0	14.0	177 000	859
PERIODO DE RETORNO 25 AÑOS							
5.00	1 862 853	257.81	13.13	1998.0	57.0	970 000	4 685
6.00	2 616 647	376.22	13.31	1992.0	51.0	865 000	4 185
7.00	3 502 048	487.34	12.66	1985.0	44.0	728 000	3 617
8.00	4 518 824	593.98	11.82	1977.5	36.5	582 000	2 825
9.00	5 666 696	659.86	10.37	1969.5	28.5	430 000	2 408
10.00	6 946 471	792.14	10.08	1960.5	19.5	267 000	1 500
PERIODO DE RETORNO 50 AÑOS							
5.00	1 862 853	283.33	14.43	2002.5	61.5	1 042 000	5 073
6.00	2 616 647	429.77	15.20	1996.5	55.5	945 000	4 612
7.00	3 502 048	558.64	14.52	1989.5	48.5	815 000	3 956
8.00	4 518 824	677.76	13.48	1982.0	41.0	670 000	3 106
9.00	5 666 696	769.09	12.09	1974.5	33.5	525 000	2 621
10.00	6 946 471	933.66	11.95	1965.7	24.7	360 000	1 723

* Costo del desvío = Costo túnel + 10% costo cortina + 250 000 por concepto de preataguias, costo de b

2

LA CONSTRUCCION DE LA PRESA "EL TUNAL II" DGO.

Q max = 480 m3/s

COSTO DEL VOLUMEN COLGADO EN CORTINA 55 x VOL.	n.I x COSTO DE CORTINA	VOLUMEN DE CONCRETO PANTALLA	COSTO DE DESVIO *	DARO = 0.25 COSTO DE CORTINA	RIESGO = DARO/Tr	ESPERANZA DE COSTO DESVIO+RIESGO
31 460 000	3 146 000	4 550	5 258 853	7 865 000	1 573 000	6 831 853
26 125 000	2 612 500	3 681	5 479 147	6 531 250	1 306 250	6 785 397
20 075 000	2 007 500	2 719	5 759 548	5 018 750	1 003 750	6 763 298
14 300 000	1 430 000	1 810	6 198 824	3 575 000	715 000	6 913 824
8 525 000	852 500	1 049	6 769 196	2 131 250	426 250	7 195 446
3 300 000	330 000	444	7 526 471	825 000	165 000	7 691 471

Q max = 800 m3/s

48 125 000	4 812 500	7 638	6 925 353	12 031 250	751 953	7 677 306
41 525 000	4 152 500	6 424	7 019 147	10 381 250	648 828	7 667 975
34 100 000	3 410 000	5 115	7 162 048	8 525 000	532 813	7 694 861
26 235 000	2 623 500	3 757	7 392 324	6 558 750	409 922	7 802 246
17 985 000	1 798 500	2 378	7 715 196	4 496 250	281 016	7 996 212
9 735 000	973 500	1 198	8 169 971	2 433 750	152 109	8 322 080

Q max = 920 m3/s

53 350 000	5 335 500	8 682	7 448 353	13 338 750	533 550	7 981 903
47 575 000	4 757 500	7 557	7 624 147	11 893 750	475 750	8 099 897
40 040 000	4 004 000	6 166	7 756 048	10 010 000	400 400	8 156 448
32 010 000	3 201 000	4 737	7 969 824	8 002 500	320 100	8 289 924
23 650 000	2 365 000	3 316	8 281 696	5 912 500	236 500	8 518 196
14 685 000	1 468 500	1 872	8 664 971	3 671 250	146 850	8 811 821

Q max = 1114 m3/s

57 310 000	5 731 000	9 420	7 843 853	14 327 500	286 550	8 130 403
51 975 000	5 197 500	8 400	8 064 147	12 993 750	259 875	8 324 022
44 825 000	4 482 500	7 069	8 234 548	11 206 250	224 125	8 458 673
36 850 000	3 685 000	5 587	8 453 824	9 212 500	184 250	8 638 074
28 875 000	2 887 500	4 198	8 804 196	7 218 750	144 375	8 948 571
19 800 000	1 980 000	2 668	9 176 471	4 950 000	99 000	9 275 471

ombeo, costo de limpia.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: OBRAS HIDRAULICAS, DEL
22 DE NOVIEMBRE AL 13 DE DICIEMBRE DE 1978.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|--|
| 1. HUMBERTO ANAYA FLORES
Ret. 25 No. 20 Fray Servando Teresa
de Mier
Col: Jardín Balbuena
México 9, D. F.
Tel. 571-08-22 | S.A.R.H.
Reforma No. 107-1° piso
Col. San Rafael
México 4, D. F.
Tel. 566-95-58 |
| 2. TOMAS APODACA ROMAN
Av. Amacuzac 838 Edif. D-204
Col. San Andrés Tetepilco
México 13, D. F.
Tel. 546-52-75 | S.A.R.H.
Plaza de la República No. 31-6° piso
Col. San Rafael
México 4, D. F.
Tel. 546-52-75 |
| 3. LAZARO ARAGON ACEVEDO
J. Antonio Torres 587-8
Col. Vista Alegre
México 8, D. F. | S.A.R.H.
Plaza de la República No. 31-2° piso
Col. Tabacalera
México 2, D. F.
Tel. 592-18-44 |
| 4. JOAQUIN ARELLANO NUÑEZ
Prol. Gral. de Justicia No. 87
Col. Federal
México 9, D. F.
Tel. 762-62-30 | S.A.R.H.
Reforma No. 107-1° piso
Col. San Rafael
México 4, D. F.
Tel. 566-06-88 |
| 5. RUBEN AVILA GUZMAN
Campamento de SARH. D.R. No. 88
Tel. 8-19-08 | S.A.R.H.
Campamento El Huérfano Chiconautla,
Edo. de México |
| 6. VICENTE BETANZOS VELASCO
Norte 69 No. 2923
Col. Popular
México 16, D. F. | S.A.R.H.
Plaza de la República No. 31-6° piso
Col. Tabacalera
México 4, D. F.
Tel. 546-52-75 |
| 7. RODOLFO CACHO LOPEZ
Rep. del Salvador No. 136-10
Col. Centro
México 1, D. F. | S.A.R.H.
Reforma No. 20-4° piso
Col. Juárez
México 6, D. F.
Tel. 591-14-61 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: OBRAS HIDRAULICAS, DEL
22 DE NOVIEMBRE AL 13 DE DICIEMBRE DE 1978.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|--|--|
| 8. JOSE MANUEL CARMONA MARISCAL
Campamento SARH. D. R. No. 88
Tel. 8-19-08 | S.A.R.H.
Campamento El Huérfano Chiconautla,
Edo. de México
Tel. 8-19-08 |
| 9. OCTAVIO CASTRO MONTES DE OCA
Ret. 19 de F.S.T. de Mier No. 21
Col. Jardín Balbuena
México 9, D. F.
Tel. 571-65-40 | S.A.R.H.
Reforma No. 19-10° piso
México, D. F.
Tel. 566-84-27 |
| 10. JOSE CARMEN CONTRERAS GUTIERREZ
Calle José Ma. Morelos No. 215
Col. Loma Bonita
Cd. Nezahualcóyotl | S.A.R.H.
Plaza de la República No. 31
Col. Tabacalera
México 4, D. F.
Tel. 592-18-44 |
| 11. GABRIEL O. CRUZ MONROY
Jardín Hidalgo No. 25-20
Col. Azcapotzalco
México 16, D. F.
Tel. 352-20-04 | S.A.R.H.
Tonalá No. 104-2° piso
Col. Roma
México 7, D. F.
Tel. 574-03-86 |
| 12. J. ADOLFO DOMINGUEZ ROMERO
Alejandro Carrel No. 8
Col. Iztacalco
México 8, D. F. | S.A.R.H.
Reforma No. 20
Col. Juárez
México 1, D. F.
Tel. 546-27-18 |
| 13. ENRIQUE ELIOSA LIMA
López Velarde No. 40
Col. Sta. Ma. la Ribera
México 4, D. F. | S.A.R.H.
Gómez Farias No. 2
Col. Centro
México 4, D. F. |
| 14. JOSE LUIS ESPINOZA MERCADO
Recife No. 707
Col. Lindavista
México 14, D. F.
Tel. 586-49-79 | S.A.R.H.
Plaza de la República No. 31-6° piso
Col. Tabacalera
México 1, D. F.
Tel. 546-50-96 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: OBRAS HIDRAULICAS, DEL
22 DE NOVIEMBRE AL 13 DE DICIEMBRE DE 1978.

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
15. EDUARDO GALICIA VILLEGAS Palacio No. 11 Col. Iztapalapa México 13, D. F. Tel. 670-14-62	S.A.R.H. Reforma No. 20-4° piso Col. Juárez México 1, D. F. Tel. 591-15-59
16. XICOTENCATL GONZALEZ ALVEAR Moctezuma No. 493 Col. Linda Vista México 14, D. F. Tel. 587-08-93	S.A.R.H. Reforma No. 69-7° piso México 14, D. F. Tel. 546-75-48 y 535-07-21
17. MARIO R. GONZALEZ FLORES Azahares No. 170 Villa de las Flores Edo. de México Tel. 40783	S.A.R.H. Atenas No. 30-3° piso Col. Juárez Tel. 591-05-61
18. MARIO GUEMEZ VERA Amado Nervo No. 44-2 Col. Sta. Ma. la Rivera México 4, D. F. Tel. 535-94-33	C.P.N.H. Tepic No. 40 Col. Roma México 7, D. F. Tel. 574-49-43
19. RUFINO JIMENEZ GUTIERREZ Mna. 1 Edif. C-11 U.H. Candelaria de los Patos Col. Merced México 1, D. F. Tel. 542-34-19	S.A.R.H. Reforma No. 20-4° piso Col. Centro México 1, D. F. Tel. 546-40-92
20. ROGELIO JIMENEZ REAL 18 de julio 85-6 Col. Tacubaya México 18, D. F.	C.I.E.P.S., S.C. Córdoba No. 127 Col. Roma México 7, D. F. Tel. 584-16-99
1. ANTONIO JUARICO PEREZ F.S. T. de Mier No. 624-1 Col. Aeronáutica Militar México 8, D. F.	S.A.R.H. Reforma No. 35-10° piso Col. Juárez Tel. 566-84-27

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: OBRAS HIDRAULICAS, DEL
22 DE NOVIEMBRE AL 13 DE DICIEMBRE DE 1978.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|--|
| 22. ANTONIO LARA MONTOYA
Teapan L No. 5 Mnz. 13
Col. San Andrés
México 16, D. F.
Tel. 382-01-92 | S.A.R.H.
Plaza de la República No. 31-2° piso
Col. Tabacalera
México 2, D. F.
Tel. 592-18-44 |
| 23. GUSTAVO LUNA ESCALANTE
Pensilvania No. 204-602
Col. Nápoles
México 18, D. F. | S.A.R.H.
Tonalá No. 104-1° piso
Col. Roma
México 7, D. F.
Tel. 566-84-27 |
| 24. JOSE MANUEL LUNA MORALES
Norte 17-A No. 5021
Col. Panamericana
México 15, D. F.
Tel. 567-67-05 | C.I.E.P.S., S. C.
Córdoba No. 127
Col. Roma
México 7, D. F.
Tel. 584-16-99 |
| 25. GERMAN ARTURO MARTINEZ SANTOYO
Tlalpan 489-3
México 13, D. F. | C.I.E.P.S., S. C.
Córdoba No. 127
Col. Roma
México 7, D. F.
Tel. 584-16-99 |
| 26. JULIAN MENDIOLA TRISTAN
Norte 1-A No. 4807-2
Col. Tlacamaca
México 15, D. F. | S.A.R.H.
Plaza de la República 31-2° piso
Col. Tabacalera
México 1, D. F.
Tel. 566-49-38 |
| 27. MARIO MUÑOZ CRUZ
Norte 86-A No. 6515
Col. San Pedro el Chico
México 14, D. F.
Tel. 551-52-20 | S.A.R.H.
Vallarta No. 11
Col. San Rafael
Tel. 535-70-71 |
| 28. JORGE MIGUEL NAVARRO MAYEN
Plaza de la Revolución No. 31
Col. Tabacalera
México 2, D. F.
Tel. 537-52-23 | S.A.R.H.
Plaza de la República No. 31
Col. Tabacalera
Tel. 592-18-44 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: OBRAS HIDRAULICAS, DEL
22 DE NOVIEMBRE AL 13 DE DICIEMBRE DE 1978.

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
29. ARTURO OROZCO TORRES Sadi Carnot 88-13 Col. San Rafael México 4, D. F. Tel. 546-50-96	S.A.R.H. Plaza de la República No. 31-6° piso Col. Tabacalera México 1, D. F. Tel. 546-50-96
30. ANTONIO PEÑA CASTELLANOS	S.A.H.O.P.
31. SERGIO PEREZ GUTIERREZ Av. Río Consulado No. 2965-3 Col. Peñón de los Baños México 9, D. F.	S.A.R.H. Fco. I. Madero y Río Guadalupe Col. San Juan de Aragón México 14, D. F. Tel. 517-01-25
32. JOSE LUIS PORCAYO SANTOS Añil No. 357 Col. Granjas México México 8, D. F. Tel. 657-13-50	C.I.E.P.S., S. C. Córdoba No. 127 Col. Roma México 7, D. F. Tel. 584-16-99
33. RAUL FERNANDO ROSALES HORTA H. Nelson No. 65 Dpto. 301 Col. Moderna México 13, D. F.	S.A.R.H. Reforma No. 20-4° piso Col. Centro México 1, D. F. Tel. 546-40-92
34. VICTOR ELIAS ROSALES INZUNZA Comercio No. 20 Col. Copilco, C. U. México 21, D. F.	S.A.R.H. Plaza de la República No. 31 Col. Tabacalera México 2, D. F. Tel. 592-18-44
35. DAVID JESUS SANCHEZ REYES Marcelino Dávalos No. 26 Col. Algarín México 8, D. F.	S.A.R.H. Gómez Farías No. 2-4° piso Col. Centro México 1, D. F. Tel. 546-67-78

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: OBRAS HIDRAULICAS, DEL
22 DE NOVIEMBRE AL 13 DE DICIEMBRE DE 1978.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|---|
| 36. RAFAEL TOLEDO PATIÑO
Oriente 152 No. 147- int. 22
Col. Moctezuma
México 9, D. F. | S.A.R.H.
Reforma No. 20-4° piso
Col. Juárez
México 6, D. F.
Tel. 546-40-92 |
| 37. PEDRO EDUARDO TORRES T.
Calle 47 No. 47
Sta. Cruz Meyehualco
México 13, D. F.
Tel. 691-18-42 | BIOSA, S.C.
Darwin No. 67
Col. Verónica Anzúrez
Tel. 254-07-79 |
| 38. TOMAS TORRES ZAPATA
U. Ind. Vallejo
Edif. 35-G-104
México 14, D. F. | S.A.R.H.
Plaza de la República 31-2° piso
Col. Tabacalera
México 1, D. F.
Tel. 566-49-38 |
| 39. MAURO TRINIDAD BAUTISTA
Ciprés No. 37-14
Col. Sta. Ma. la Ribera
México 4, D. F. | S.A.R.H.
Insurgentes Sur No. 30-32
Col. Juárez
México 6, D. F.
Tel. 591-13-36 |
| 40. JORGE UREÑO SALAS
José Antonio Torres No. 790-15
Col. Viaducto Piedad
México 13, D. F. | S.A.R.H.
Fco. I. Madero y Río Guadalupe
Col. San Juan de Aragón
México 14, D. F.
Tel. 517-01-25 ext. 10 |
| 41. JORGE OCTAVIO VILLAR ESCUDERO
Paseo de Italia No. 24
Col. Lomas Verdes 3a. sección
Naucalpan, Edo. de México
Tel. 393-19-34 | S.A.R.H.
Insurgentes Sur No. 30-3° piso
Col. Juárez
México 6, D. F.
Tel. 591-13-29 |