

T-60

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

---

**Facultad de Ingeniería**

**Ante-Proyecto Preliminar de la Presa Chinipas,  
Chih.**

**T E S I S**

Que para obtener el título de :

**INGENIERO CIVIL**

**p r e s e n t a :**

**ALEJANDRO RAFAEL GOMEZ NIÑO**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERIA  
EXAMENES PROFESIONALES  
60-1-46

Al Pasante señor ALEJANDRO RAFAEL GOMEZ NIÑO,  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el -- Profesor M. I. Oscar Vega Roldán, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ANTE-PROYECTO PRELIMINAR DE LA PRESA CHINIPAS, CHIH."

- I Antecedentes
- II Estudios previos
- III Concepción general del proyecto
- IV Presa
- V Obra de excedencias
- VI Obra de toma
- VII Ante-presupuesto

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de - lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio - Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indis- pensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposi- ción de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el t<sub>í</sub> tulo del trabajo realizado.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, 19 de febrero de 1979  
EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPINO

JJE/0211/ser

## I N D I C E

	Página No.	
<b>CAPITULO II, ANTECEDENTES</b>		
1.1	ASPECTOS GENERALES DE LA ZONA EN ESTUDIO	1
1.1.1	Localización	2
1.1.2	Condiciones naturales	2
1.1.3	Aspectos socioeconómicos	4
1.1.4	Infraestructura hidráulica existente	5
1.1.5	El riego en el Distrito del Río Mayo; Problemas actuales	11
1.1.5.1	Alternativas de solución	12
1.1.6	Objetivos del proyecto	13
<b>CAPITULO III, ESTUDIOS PREVIOS</b>		
2.1	CONSIDERACIONES GENERALES	15
2.1.1	Características topográficas y geológicas	15
2.1.2	Disponibilidad de materiales de construcción	16
2.2	HIDROLOGIA Y FUNCIONAMIENTO	17
2.2.1	Hidrología	17
2.2.2	Funcionamiento	18
2.2.3	Tránsito de avenidas	18
2.3	DATOS DE DISEÑO	27
2.3.1	Capacidad de azolves	27
2.3.2	Capacidad muerta	27
2.3.3	Capacidad mínima de operación	27
2.3.4	Capacidad útil del vaso	27
2.3.5	Bordo libre	28
2.3.6	Gasto de diseño de la toma	28
2.4	DATOS DE PROYECTO	28

### **CAPITULO III,, CONCEPCION GENERAL DEL PROYECTO**

3.1	TIPOS DE PRESAS	30
3.1.1	Clasificación según su uso	30
3.1.2	Clasificación según su proyecto hidráulico	31
3.1.3	Clasificación según los materiales	31
3.2	SELECCION DEL TIPO DE PRESA	33
3.2.1	Topografía	33
3.2.2	Geología	33
3.2.3	Climatología	34
3.2.4	Disponibilidad de materiales	34
3.3	CARACTERISTICAS GENERALES DE LA PRESA CHINIPAS	34
3.3.1	Obra de toma	
3.3.2	Obra de desvío	

### **CAPITULO IV, PRESA**

4.1	FUERZAS QUE ACTUAN EN UNA PRESA	41
4.1.1	Peso de la presa	41
4.1.2	Empuje hidrostático	42
4.1.3	Fuerza de subpresión	42
4.1.4	Empuje de azolves	42
4.1.5	Sismo	43
4.2	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA PRESA DE GRAVEDAD	43
4.3	ANALISIS DE ESTABILIDAD (Elev. 425.0)	48
4.3.1	Condiciones ordinarias	48
4.3.2	Condiciones extraordinarias	54

### **CAPITULO V, OBRA DE EXCEDENCIAS**

5.1	OBJETO	65
5.2	ESTRUCTURAS COMPONENTES DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS	66

		Página No.
5.2.1	Estructura de control	66
5.2.2	Conducto de descarga	66
5.2.3	Estructura terminal	66
5.3	DATOS DE DISEÑO	67
5.3.1	Longitud y perfil de cresta vertedora	67
5.4	CALCULO DE LOS TIRANTES EN EL VERTEDOR	68
5.5	FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LA CUBETA DEFLECTORA	78
5.5.1	Radio mínimo en la cubeta deflectora	82
5.6	LONGITUD DEL SALTO DE ESQUI	83

## **CAPITULO VI, OBRA DE TOMA**

6.1	GENERALIDADES	88
6.2	DATOS DE DISEÑO	89
6.3	CALCULO DE PERDIDAS	90
6.3.1	Pérdidas por entrada	91
6.3.2	Pérdida por rejilla	93
6.3.3	Pérdida por fricción	94
6.3.4	Pérdida por bifurcación	95
6.3.5	Pérdida por válvula de mariposa	
6.3.6	Pérdida por válvula de chorro divergente	96
6.3.7	Carga de velocidad	96

## **CAPITULO VII, ANTEPRESUPUESTO**

7.1	PRESUPUESTO	105
-----	-------------	-----

# capítulo I

## ANTECEDENTES

### 1.1 ASPECTOS GENERALES DE LA ZONA EN ESTUDIO

En el estudio de la conducción Chínipas-Mayo están involucrados tres estados en el norte de la República Mexicana, éstos son: Chihuahua, Sonora y Sinaloa, en los cuales se encuentran los distritos de riego del río Mayo, El Fuerte y del valle del Carrizo.

Esta región cuenta con grandes extensiones montañosas pertenecientes a la provincia fisiográfica denominada Sierra Madre Occidental; las variaciones de las características geológicas locales dan lugar a gran diversidad de recursos naturales como son, mineros, forestales, agrícolas e hidrológicos.

Las poblaciones más importantes dentro de esta zona son: Choix, Chimobampo, El Fuerte, San Francisco, Palo Dulce, San Blas, Los Mochis; todas éstas en el estado de Sinaloa; en el estado de Sonora se localizan las poblaciones de Navojoa, Alamos, Etchojoa, San Bernardo; en el correspondiente a Chihuahua están: Chínipas, Creel, El Llano, Santa Ana, Loreto.

La actividad principal de la zona en general es la agricultura, dis

poniendo de tierras regadas con aguas del río Mayo, Fuerte y Alamos, almacenadas en las presas Mocúzari, El Fuerte y El Sabino; otras actividades de menor escala son la ganadería, alfarería y curtiduría.

### 1.1.1 Localización

La región que nos interesa se encuentra entre los paralelos 26° y 28° de Latitud Norte y los Meridianos 110° y 108°. Comprende la zona suroeste del estado de Chihuahua, la zona norte del estado de Sinaloa y zona sur del estado de Sonora. Tiene los siguientes límites: al norte con los orígenes de la cuenca del río Yaqui, al poniente con la cuenca del río Chico, afluente del Yaqui y con la del arroyo Cocoraque; por el noreste con la cuenca del río Conchos; al sur la cuenca del río Sinaloa, al sureste por el Golfo de California.

### 1.1.2 Condiciones naturales

#### - Clima

Las condiciones morfológicas de la región dan lugar a una serie de variaciones en sus climas, manifestándose en la parte alta "semi seco con primavera seca; semi frío, extremo" en la parte media "seco con primavera seca; cálido con invierno benigno" y en la zona regable "muy seco, con humedad deficiente en todas las estaciones; cálido sin estación invernal". Las temperaturas tienen medias anuales superiores e inferiores a 27° y 15° dependiendo de la zona en que se sitúan.

En todo el noroeste de la República, se tienen dos períodos de lluvias, uno en el invierno y otro en verano; éste último es el más importantes. Las lluvias de invierno han producido las más fuertes crecientes.

En general la zona tiene una precipitación media anual de 500 a 800 mm, en la zona alta y hasta 300 mm en la zona baja (zona de riego), correspondiendo el 70% a los meses de julio a octubre y el 30% a los meses de diciembre a febrero.

La evaporación es muy alta, con una media anual del orden de 2 100 a 2 500 mm, presentándose las mayores láminas de evaporación entre abril y junio, con valores de 200 a 340 mm, correspondiente el valor más alto al mes de junio;

en los meses restantes la evaporación varía de 100 a 175 mm.

#### - Geomorfología

En esta zona se localiza la Sierra Madre Occidental, la cual se extiende siguiendo la dirección NNW a SSE; está separada de la costa unos 300 km y su altura media es de 2 250 m, con cimas que alcanzan 3 000 m. en la región Tarahumara; está formada por núcleos de cordilleras o montañas tan aglomeradas, que los valles y mesetas son muy escasos, no así los cañones y fracturas de grandes proporciones. En la zona se encuentra también la Planicie Costera Noroccidental, la cual está limitada por la Sierra Madre Occidental y el Golfo de California; tiene una elevación media de 100 m.

Todo el conjunto de rasgos morfológicos, así como el tipo de drenaje heterogénea de las cuencas de los ríos Mayo, Alamos y Fuerte, indican que esta área se encuentra desde el punto de vista geomorfológico en una etapa de juventud y madurez incipiente.

#### - Geología

Las rocas intrusivas, volcánicas y metamórficas son muy comunes y constituyen gran parte de la Sierra Madre Occidental, en cuya porción superior se encuentran rocas volcánicas del terciario.

Se considera que una porción muy reducida de la región en estudio está constituida por limos, arenas, gravas y conglomerados del Cuaternario, sedimentos que se localizan comúnmente en los valles y en la planicie costera.

En la región de Sonora se han identificado materiales arcaicos, cretácicos y rocas ígneas terciarias recientes. Dentro de la región de los estados de Sinaloa y Chihuahua se localizan algunos granitos, monzonitas y dioritas cubiertas por lechos poco profundos de rocas sedimentarias y aun metamórficas.

#### - Hidrografía

Los principales ríos de esta zona son: el Mayo en el Estado de Sonora, El Fuerte en Chihuahua y Sinaloa.

RIO MAYO.- Nace en el Estado de Chihuahua, es formado o

ginalmente por los ríos Moris y Candameña, al sur de Agua Caliente, Chih. El curso general del colector es hacia el suroeste y sus escurrimientos se controlan al penetrar en la zona baja por la presa Adolfo Ruiz Cortines (Macúzari).

En el transcurso de su corriente hasta la presa, las aportaciones importantes provienen del arroyo Colorado, el río Babanoe y el arroyo Quirego. Las aportaciones del río Mayo, antes de su descarga a la presa, se registran en la estación hidrométrica de San Bernardo, en la que el escurrimiento medio anual es de 911.1 millones de metros cúbicos y su área de cuenca, hasta la presa, es de 10 762 km<sup>2</sup>.

Aguas abajo de la presa, el río Mayo fluye por zonas de topografía plana, hasta penetrar en su zona deltaica. El lugar de su descarga es a un lado de la ciudad de Navojoa.

**RIO FUERTE.**— Es una de las principales corrientes de México y pertenece a la vertiente del Pacífico; las corrientes formadoras, los ríos Verde y Urique nacen en la Sierra Madre Occidental, cerca de los poblados de San Julián, Chih. y Gaborachic, Chih., respectivamente; en la unión de estos dos ríos empieza ya el río Fuerte, el cual sigue hacia el occidente hasta su confluencia con el río Chínipas; aquí, cambia de dirección general hacia el suroeste hasta la desembocadura en el Golfo de California.

El río Chínipas nace como a 30 km al norte de Creel, Chih., baja hacia el suroeste hasta la población de Chínipas, Chih., donde cambia su rumbo hacia el sur hasta su confluencia con el río Fuerte.

Aguas abajo de Huítas entran algunos ríos y arroyos de los cuales los más importantes son el río Choix y el arroyo Alamos.

La mayor parte de la cuenca está situada dentro del Estado de Chihuahua y algunas porciones en el Estado de Durango, Sonora y Sinaloa.

La cuenca del río Fuerte, hasta el sitio de la presa Miguel Hidalgo, es de 30 330 km<sup>2</sup> y hasta su desembocadura, de 35 633 km<sup>2</sup>.

### 1.1.3

#### Aspectos socioeconómicos

Dentro del Distrito de Riego del Río Mayo se encuentra ubicada la

ciudad de Navojoa, con una población actual estimada en 50 000 habitantes.

El número de usuarios en el Distrito de Riego es del orden de 11 500 y poseen 93 000 ha; la superficie media por usuario en el distrito es de 8.1 ha.

La región está comunicada con el resto del país por el ferrocarril Su-Pacífico, el cual atraviesa la ciudad de Navojoa; pasa también por la zona la carretera México-Guadalajara-Nogales; hay servicio aéreo regular de pasajeros y descarga en ciudad Obregón y Los Mochis. Localmente se tiene la carretera Navojoa-Alamos.

En el Distrito de Riego del Fuerte se cuenta con 200 000 ha para riego, las cuales son regadas con las aguas almacenadas por la presa Miguel Hidalgo.

En el centro de gravedad de los terrenos que se benefician con el riego se encuentra la ciudad de Los Mochis, Sin., con una población actual estimada de 110 000 habitantes. El número total de usuarios en el Distrito es de unos 17 500. La superficie media por usuario es de 11.43 ha.

La zona está comunicada con el resto del país por el ferrocarril que corre de la ciudad de Los Mochis hasta la estación de Creel, continuando después hacia Cd. Juárez; atraviesa también la carretera México-Guadalajara-Nogales. El servicio aéreo se tiene en la ciudad de Los Mochis, tanto de pasajeros como de carga.

#### 1.1.4

##### Infraestructura hidráulica existente

###### - Generalidades

En la zona de influencia directa del proyecto de conducción de aguas del río Chñipis hacia el río Mayo se localizan importantes aprovechamientos hidráulicos, algunos de ellos actualmente en operación y otros en proyecto.

En la parte baja de la cuenca del río Fuerte opera el sistema de embalses Miguel Hidalgo y Josefa Ortiz de Domínguez; la cuenca del Mayo está controlada mediante la presa Adolfo Ruiz Cortines. Las principales obras en proyecto son las presas Huites, sobre el río Fuerte, aguas arriba del embalse Miguel Hidalgo, la presa Chñipis, sobre el río del mismo nombre y la conducción Chñipis-Mayo.

La presa Miguel Hidalgo (El Fuerte) y la presa Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari), tienen como propósitos principales el riego y la generación hidroeléctrica. La presa Josefa Ortiz de Domínguez (El Sobino), tiene únicamente fines de riego. La presa Huítes será destinada básicamente a la producción de energía hidroeléctrica; como propósito secundario regularizará las crecientes que se generen en la parte alta de la cuenca del Fuerte, con el objeto de minimizar los efectos desfavorables de las mismas en la presa Miguel Hidalgo y aguas abajo de ella. El objetivo fundamental de la presa Chínipas será el almacenamiento de las aguas de esta corriente para su trasvase al río Mayo, mediante una conducción apropiada.

Las principales superficies que se benefician con el riego, son: en la cuenca baja del río Fuerte, los valle de El Fuerte y El Carrizo, abastecidos con el sistema Miguel Hidalgo-Josefa Ortiz de Domínguez, y en la cuenca del río Mayo el valle de igual nombre servido, en su mayor parte, por la presa Adolfo Ruiz Cortines.

**PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES.** La presa Adolfo Ruiz Cortines, construida en la boquilla de Mocúzari, sobre el río Mayo, en el Estado de Sonora, tiene por objeto regularizar el régimen del río para el aprovechamiento de sus aguas en el riego de la mayor parte de los terrenos del Distrito No. 38 y en la producción de energía hidroeléctrica.

La presa es de materiales graduados, con núcleo central impermeable con taludes 0.5: 1. Adosados al núcleo descansan filtros constituidos por grava y arena con taludes exteriores de 1: 1, sobre los que se apoyan respaldos de roca y rezaga cubiertos con chapas de enrocamiento hacia ambos lados. Los taludes exteriores de la presa son 2: 1; se han dispuesto bermas estabilizadoras hacia ambos lados de la sección, en la parte baja del cauce.

Para cerrar el vaso existen tres diques, con sección transversal semejante a la de la presa. El primero, hacia la margen derecha, cierra los extremos del puerto en donde se aloja el vertedor; los diques 2 y 3 se localizan en la margen izquierda.

La obra de excedencias es un vertedor de abanico con longitud de cresta libre de 330 m, que descarga a una rápida revestida de concreto, ligada a

un canal sin revestir que conduce las aguas al cauce de la corriente.

La obra de toma consiste de dos túneles de 6 m de diámetro revestidos de concreto, que atraviesan la ladera izquierda de la boquilla. A su entrada disponen de estructuras de rejillas, en la zona central de ambos túneles se han dispuesto tuberías de acero. Dentro de los túneles existe una cámara de válvulas para controlar las descargas; desde el interior de una lumbrera se opera una compuerta rodante de emergencia de 4 x 4 m; en la cámara de válvulas se aloja una válvula de 2.5 m de diámetro, de chorro divergente, para el servicio de riego. En el túnel número 2 se ha dispuesto una válvula de emergencia de mariposa de 3.97 m de diámetro; la tubería se bifurca a su salida en dos ramas, una de las cuales abastece a la planta hidroeléctrica y la otra, controlada mediante una válvula de servicio de 2.5 m de diámetro, de chorro divergente, descarga al río para su aprovechamiento en riego. El caudal de diseño de la obra de toma para riego es de 70 m<sup>3</sup>/s y el de la planta hidroeléctrica de 27.6 m<sup>3</sup>/s; la capacidad instalada en la planta es de 61 GWH.

La capacidad total del embalse es de 1 376 millones de metros cúbicos, de los que 100 millones de metros cúbicos son para alojar azolves, 914 millones corresponden a la capacidad útil y los restantes 362 millones se destinaron al superalmacenamiento.

**PRESA HUITES.** La presa Huites, en proyecto, en el río Fuerte se ubicará en el lugar conocido con el nombre de Cajón de Huites, localizado a unos 15 km aguas arriba de la confluencia del río Choix con el río Fuerte, en el Municipio de Chix en el Estado de Sinaloa. Su fin principal es la generación de energía hidroeléctrica.

La presa consiste en una estructura de gravedad aligerada, a base de contrafuertes huecos tipo Marcella.

La presa tendrá una altura máxima de 160 m sobre el desplante; su eje es recto en planta, con longitud de corona de 487 m.

Para cerrar la boquilla se requieren 15 contrafuertes intermedios de 28 m de ancho en su cabeza y dos unidades extremas de anchos distintos. Los taludes exteriores de los contrafuertes son ambos de 0.45: 1.

En el centro de la baquilla los contrafuertes son vertedores, con trolándose las descargas mediante 5 compuertas radiales de acero estructural de 20 m de ancho por 14.5 m de altura, soportadas por pilas laterales desplantadas en los extremos de cada machón. El gasto de diseño del vertedor es de 18 000 m<sup>3</sup>/s.

La obra de toma para generación estará constituida por dos estructuras adosadas a la ladera izquierda, con sus correspondientes estructuras de rejillas; la tubería forzada contempla galerías blindadas de 6 m de diámetro, inclinadas 60°, que se ligan por medio de un codo vertical, con tramos horizontales que rematan en las turbinas acopladas a generadores de 225 MW cada uno. Cada unidad turbogeneradora contará con una galería de desfogue, que descargará en el tramo terminal de uno de los túneles usados para el desvío de la corriente.

El volumen total de concreto que implica la construcción de la presa Huítes asciende a unos 2.1 millones de metros cúbicos.

La generación media anual que se prevé obtener con las obras terminadas es del orden de 1 000 GWH. Como beneficio secundario de esta presa, puede señalarse el efecto favorable que tendrá hacia aguas abajo de la misma, al abatir los caudales de las crecientes que se generen en la parte alta de la cuenca.

**PRESA MIGUEL HIDALGO.** La presa Miguel Hidalgo, sobre el río Fuerte, en la baquilla del Mahome, en el Municipio de igual nombre en el Estado de Sinaloa, fue construida por la Comisión del Río Fuerte, dependiente de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en el período 1952-1956, y sobreelevada durante el lapso 1962-1964.

La presa es de propósitos múltiples: riego del valle de El Fuerte; producción de energía hidroeléctrica; auxilio a la presa Josefa Ortiz de Domínguez, para riego en el valle de El Carrizo y control de avenidas.

La presa es de materiales graduados; su eje es curvo en planta.

Consta de un núcleo central impermeable con taludes 0.5: 1, sobre el que descansan filtros de arena con inclinación 1: 1. Sobre los filtros se apoyan respaldos de material permeable protegidos por chapas de enrocamiento con taludes 2: 1 hacia aguas arriba y 1.75: 1 hacia aguas abajo.

Para cerrar el vaso se construyeron 11 diques de pequeña altura, con sección homogénea de material impermeable y taludes exteriores de 1.5: 1 protegidos con chapas de enrocamiento.

La obra de excedencias está constituida por un vertedor de abanico formado como sigue.

En la parte central del cimacio, se tiene una estructura de control que aloja 7 compuertas radiales de 9 m de ancho por 7 m de altura, la cual abarca 63 m de longitud; el resto del vertedor es de cresta libre con longitud de 347 m, con capacidades máximas de descarga de 7 750 m<sup>3</sup>/s y de 8 900 m<sup>3</sup>/s, respectivamente.

La obra de toma se localiza en la margen izquierda de la boquilla. Consiste de dos túneles revestidos de concreto de sección circular y 7 m de diámetro interior, en cuyos extremos de aguas arriba se alojan estructuras de rejillas. Mediante dos compuertas rodantes, se controlan las extracciones. En cada túnel hay dos compuertas de emergencia y dos de servicio, todas ellas de 2.80 x 7.00 m.

Un túnel se utiliza para alimentar la planta hidroeléctrica y está provisto de un pozo de oscilación de radio variable, con 55.40 m de altura desde su base. La tubería de presión se divide en tres ramas que abastecen a cada una de las turbinas de la planta hidroeléctrica. El otro túnel descarga directamente al cauce.

La obra de toma para auxilio de la presa Josefa Ortiz de Domínguez se construyó en la margen derecha. El control de las extracciones se lleva a cabo mediante compuertas deslizantes (4 unidades). El conducto de la obra de toma termina en un tanque amortiguador del que sale el canal de comunicación entre las dos presas.

La capacidad total del embalse, es de 4 030 millones de metros cúbicos, de los que 350 millones están destinados a alojar azolves, 1 930 millones constituyen la capacidad útil para riego y generación, 1 075 millones están destinados al control de crecientes y los 675 millones de metros cúbicos restantes corresponden al superalmacenamiento.

La planta de generación está situada al pie de la presa, en la margen izquierda del río Fuerte. Las turbinas son de tipo Francis de eje vertical; la potencia total instalada es de 59 400 KW y la generación media anual es de 283 GWH.

**PRESA JOSEFA ORTIZ DE DOMINGUEZ.** La presa Josefa Ortiz de Domínguez fue construida en el lapso 1965-1967 sobre el río Alamos, afluente derecho del río Fuerte aguas abajo de la presa Miguel Hidalgo. Su principal objetivo es el riego del valle de El Carrizo, lo que se lleva a cabo mediante el aprovechamiento del propio río Alamos y de los auxilios que con aguas del río Fuerte le proporciona la presa Miguel Hidalgo con una media histórica de 509 millones de metros cúbicos anuales.

La presa es de materiales graduados con corazón impermeable central angosto y simétrico. Los taludes exteriores del núcleo impermeable son de 0.3: 1; sobre el talud de aguas abajo del núcleo se tiene un filtro de arena de 2 m de ancho. Los respaldos son de material semipermeable protegidos por chapas de enrocamiento, de 1.0 m de espesor aguas arriba y de 0.8 m aguas abajo. La corona se encuentra a la elevación 113.50 m y tiene un ancho de 10 m. Los taludes exteriores son de 1.9: 1 hasta la elevación 93.50 m y de 2.25: 1 hasta el desplante.

La obra de control y excedencias se encuentra alojada en la margen derecha y consiste en un vertedor de eje recto, controlado mediante tres compuertas radiales de 9.0 x 11.0 metros. El cimacio vierte en una rápida de sección trapecial conectada, mediante una caída parabólica, de un tanque amortiguador del cual continúa un canal que conduce las descargas al río. Al pie de la caída parabólica y en el fondo del tanque se han dispuesto deflectores dentados para disipación de la energía del agua.

La obra de toma se encuentra localizada también en la ladera derecha. Consiste de un túnel de sección herradura de 4 m de altura provisto aguas arriba, de una estructura de rejillas. Mediante dos compuertas deslizantes de emergencia y dos de servicio, todas ellas de 2.0 x 3.0 m, operadas desde una torre a la que se tiene acceso por un puente, se controlan las extracciones. A la salida del túnel se cuenta con una estructura constituida por una rápida y una caída a un tanque amortiguador, desde donde se inicia el canal principal de riego.

El vaso tiene una capacidad total de 607 millones de metros cúbicos, de los que 25 millones son para alojar azolves, 460 millones corresponden a la capacidad útil para riego y los 122 millones de metros cúbicos restantes son para el manejo de crecientes.

### 1.1.5

#### El riego en el Distrito del Río Mayo; Problemas actuales

El Distrito de Riego No. 38, Río Mayo, comprende una superficie de 93 300 ha pertenecientes a los municipios de Navojoa, Etchojoa y Huatabampo, del Estado de Sonora.

La principal fuente de abastecimiento de los terrenos del Distrito es la presa Adolfo Ruíz Cortínez, con cuyas aguas se riega un 90% de su superficie; el 10% restante, se abastece mediante bombeos de aguas subterráneas.

De las 93 300 ha que comprende el Distrito, la superficie media regada en el período 1970-1977 asciende a 67 650 ha en el ciclo de invierno, 16 550 ha en primavera y 22 370 ha en el ciclo de verano tardío, lo que hace un total de 106 570 ha en un año medio.

En los últimos ciclos agrícolas los cultivos principales han sido trigo, cártamo, algodón, soya, hortalizas, linaza, maíz y ajonjolí.

El Distrito de Riego del río Mayo es en la actualidad una próspera región agrícola. No obstante los cuidados en el uso y manejo del agua, la limitación en la disponibilidad de los recursos hídricos no ha permitido un mejor aprovechamiento en la infraestructura existente, mediante el incremento en la repetición de cultivos.

La necesidad de tener un mejor aprovechamiento en las obras del Distrito de Riego y de elevar sustancialmente la producción de alimentos básicos en esta región, ha obligado a pensar en la forma de incrementar los volúmenes de agua en la zona, lo que podría lograrse mediante el trasvase de aguas del río Chínipas al río Mayo.

Las alternativas de trasvase que podrían dar solución al problema planteado en los párrafos anteriores, son las que a continuación se presentan, las cuales resultaron ser las mejores para cada uno de los sitios donde sería posible localizar una presa que embalse las aguas del río Chínipas.

Cabe señalar que las dos alternativas que se describen, una de ellas tiene ventajas sobre la otra, siendo factible su elección.

### 1.1.5.1

#### Alternativas de solución

##### Generalidades

El problema de derivar el agua del río Chínipas al río Mayo contempla a grandes rasgos, dos soluciones generales, dependientes del lugar donde se decida realizar la captación.

Los estudios han centrado este problema en dos sitios: el superior, aguas arriba de la población Chínipas y a la altura de la estación hidrométrica de igual nombre (sitio Chínipas) y el sitio bajo (sitio Palo Dulce), ligeramente aguas arriba del cruce del ferrocarril Chihuahua-Pacífico con el río Chínipas, cerca de la confluencia de éste con el río Fuerte.

Con estos antecedentes, se hicieron los estudios de los trazos de las distintas variantes de trasvase para, que con base en una comparación económica, seleccionar la más conveniente.

En los siguientes incisos se describen las diferentes alternativas de conducción finalmente propuestas, las cuales resultaron comparables.

##### Alternativa con presa en Palo Dulce

Después de analizar distintas posibilidades para seleccionar el mejor sitio donde alojar la presa, se concluyó que el más favorable es el ubicado a unos 4 km aguas arriba de la confluencia con el río Septentrión, en las inmediaciones del rancho Espíritu y a unos 10 km aguas abajo del rancho La Guasa.

Una vez seleccionada la boquilla, se escogió en forma tentativa el sitio más adecuado para llevar a cabo la captación de aguas del vaso. Este sitio se encuentra en la parte más occidental del embalse y contempla un túnel de 45.9 km que descarga al cauce del arroyo Choles a unos 10 km aguas arriba del embalse de la presa Adolfo Ruíz Cortines.

Para un caudal de diseño de 15 m<sup>3</sup>/s se ha propuesto para un túnel una sección de herradura revestida de 2.70 m de altura; y para los tramos de condiciones geológicas más favorables, se ha diseñado una sección portal de 3.70 m de altura.

##### Alternativa con presa en Chínipas

El trasvase de agua de la cuenca alta del Chínipas hacia la cuen-

ca del Mayo por gravedad, solamente es posible mediante conducciones en túnel, ya que en esta zona, el crestrón que divide las cuencas presenta elevaciones que hacen imposible pensar en variantes de conducción a cielo abierto.

Al igual que en la alternativa anterior, se plantearon distintas posibilidades de trazo de túneles, de las que finalmente se eligió la mejor. Esta variante tiene su captación en el embalse de Chñipás, sobre la margen derecha de la boquilla, descargando a una pequeña corriente (arroyo Sahueybo) afluente del Mayo inmediatamente aguas abajo de San Bernardo; el desarrollo total del túnel es de 19.6 km.

La geometría de la sección revestida para un gasto de 15 m<sup>3</sup>/s es de herradura con altura de 3 m, la sección propuesta para los tramos no revestidos es de portal con 4.20 m de altura.

De acuerdo con las cantidades de obra requeridas para cada alternativa, mostradas en la Tabla 1-1, se deduce que la mejor de las conducciones planteadas es, sin duda alguna, francamente favorable a la variante del sitio en Chñipás que el sitio de Palo Dulce.

Con lo descrito anteriormente, puede concluirse que la mejor posibilidad de conducción de aguas del río Chñipás al río Mayo es la del sitio Chñipás.

#### 1.1.6 Objetivos del proyecto

De acuerdo con el panorama general presentado en los párrafos anteriores, el objetivo principal de las obras de trasvase del río Chñipás al río Mayo puede enunciarse en los siguientes términos: incrementar los volúmenes de producción agrícola en el Distrito de Riego No. 38, propiciando la repetición de cultivos en toda el área, mediante el abastecimiento oportuno de agua para riego con los escurrimientos del río Chñipás, captados en la presa de almacenamiento y derivados hacia la cuenca del Mayo, con obras de conducción apropiadas.

El propósito fundamental del presente trabajo es la descripción, en forma general, de los aspectos sobresalientes de la presa Chñipás y se justifican de manera detallada, los diseños de ingeniería a nivel de anteproyecto, de la obra de toma y vertedor de la presa Chñipás, así como un análisis preliminar, de la estabilidad de la misma.

Se incluye también en esta tesis, la descripción del marco de referencia regional, la forma en que se determinaron los datos para el diseño de las obras de trasvase.

#### CANTIDADES DE OBRA

Concepto	Unidad	Sitio Palo Dulce	Sitio Chínipas
Excavación en túnel	m3	505 630	278 747
Excavación en canal	m3	--	--
Revestimiento en túnel	m3	81 104	40 770
Revestimiento en canal	m3	--	--

# capítulo II

## ESTUDIOS PREVIOS

### 2.1 CONSIDERACIONES GENERALES

#### 2.1.1 Características topográficas y geológicas

- Topografía.- La boquilla seleccionada para almacenar las aguas del río Chínipas se localiza a unos 4 km aguas arriba del poblado del mismo nombre. El eje de la presa va desde el Cerro Blanco, sobre la margen derecha hasta el Cerro de los Mautos en la margen izquierda; este sitio se ubica unos 600 m aguas abajo de la estación hidrométrica de Chínipas. Inmediatamente aguas arriba del eje propuesto confluye al río Chínipas, por su margen derecha, el arroyo Borojaquí. El relieve topográfico en esta zona es bastante abrupto, con una serie de macizos montañosos que llegan a alcanzar alturas hasta del orden de 1 000 m. s. n. m.

En su conjunto el vaso es encajonado y su extensión superficial es relativamente grande. El fondo del cauce en el sitio de la presa corresponde aproximadamente al nivel 430 m. La ladera izquierda tiene una pendiente media de 0.4, y la ladera derecha de 1.2 aproximadamente.

- Geología.- Cerca de la boquilla, la secuencia estratigráfica que se observa incluye parte del complejo volcánico del Terciario Inferior, aflorando de lo más antiguo a lo más reciente, capas de areniscas rojas estratificadas, formadas

predominantemente por fragmentos piroclásticos, y delgadas capas de tobas, estas capas fueron depositadas en un medio ambiente acuoso. Cubren a las capas rojas, brechas tienen fragmentos basálticos, andesíticos y riolíticos. Finalmente, superyacen al cuerpo brechoide, rocas ígneas extrusivas riolíticas e ignimbritas; estas formaciones son las que constituyen los cerros y cantiles prominentes.

El eje de la presa, se localiza sobre las capas rojas, las que en este sitio están cubiertas por escombros de talud en la margen izquierda, con acarrees de espesor estimado en 10 m en la zona del cauce, por una terraza de material aluvial de 5 m de espesor en la parte baja de la margen derecha, y por escombros de talud en la parte superior de la misma ladera derecha; el eje tiene un rumbo NE 76°, aproximadamente.

En la margen izquierda, casi coincidiendo con la estación hidrométrica, existe un evidente deslizamiento que debe ser estudiado para conocer su volumen, constitución y afectación que pudiera ocasionar al saturarse su parte inferior con el agua embalsada.

- Geología en el vaso.- Está constituida por formaciones intrusivas que afloran, como monzonitas, dioritas y aplitas, que son en general rocas que se comportan como impermeable; a estas formaciones le superyacen rocas extrusivas riolíticas también en general impermeable. Sobre el arroyo Babaracho, en la cola del vaso, aflora un depósito de yeso.

## 2.1.2 Disponibilidad de materiales de construcción

La información relativa a bancos de materiales en la zona del proyecto, fue proporcionada por consultores en Geología basados en estudios realizados en la zona del proyecto, lo que permitió concretar el programa geológico del área; a continuación se comentan las características de los materiales localizados.

- Grava y arena.- Todo el lecho del río Chínipas está cubierto de material de acarreo, formado por boleo grueso y mediano, grava y arena. En los tramos del río cercanos a la boquilla domina notablemente el boleo grueso, por lo que un aprovechamiento para concreto produciría un porcentaje elevado de desperdicio, del orden

del 80%. En cambio, como a 5 km aguas abajo, existen amplios playones de arena y grava, con muy reducida cantidad de boleó. A la vista de estos mantos de materiales en el lecho del río, se estima que existen los volúmenes suficientes para la construcción de una presa de concreto en el sitio propuesto, sin que sea necesario un acarreo mayor de 6 km.

- Roca.- Pensando en la posibilidad de una presa de enrocamiento con pantalla impermeable, existe roca de muy buena calidad y en forma abundante en las cercanías de la boquilla. En la margen izquierda están los cerros de toba riolítica, hacia aguas arriba y hacia aguas abajo, muy convenientes por su cercanía y facilidad de extracción; esta roca es dura maciza y no se lajea.

- Material arcilloso.- Hacia aguas abajo de la boquilla se observaron en varios sitios las vegas sembradas a los lados del río, encontrándose que son extremadamente arenolimosas y con gran contenido de boleó; en las zonas un poco más altas que el lecho del río, el terreno está formado por material de acarreo, sin señales de material arcilloso.

Hacia aguas abajo del poblado de Chínipas, como a 6 km de la boquilla, se encontró material arcilloso con características probablemente aceptables de impermeabilidad. Se localiza en capas superficiales de poco espesor; aunque no es fácil estimar su volumen, se presume que no sería suficiente para la construcción del núcleo impermeable de la presa de materiales graduados en el sitio propuesto.

## 2.2

### HIDROLOGIA Y FUNCIONAMIENTO

Estos estudios son fundamentales en el proyecto de una obra hidráulica y de ellos depende en gran medida que la misma tenga resultados óptimos para los fines que fue prevista. El objetivo de estos estudios, es determinar la potencialidad hidráulica de la cuenca y poder establecer los datos de proyecto, básicos para el diseño de las estructuras que constituyen la presa.

#### 2.2.1

##### - Hidrología

Régimen de la corriente.- Los escurrimientos hasta el sitio de Chínipas son, prácticamente, los que se registran en la estación hidrométrica del mis-

mo nombre, localizada unos 600 m aguas arriba de la boquilla. De acuerdo con el estudio hidrológico, los escurrimientos medios anuales alcanzan un volumen de 750 millones de metros cúbicos, repartidos fundamentalmente en los meses correspondientes al período de lluvias intensas, y se extienden desde julio hasta febrero, como se muestra en la tabla de escurrimientos mensuales (Cuadro 2-1). En el mes de marzo por lo regular los escurrimientos descienden, y en los meses de abril a junio es prácticamente seco (ver figura 2-1).

Los datos mencionados corresponden a la cuenca del río Chñipás hasta la estación del mismo nombre, con una superficie de captación de 5 100 km<sup>2</sup>.

La precipitación media anual en la cuenca es del orden de 750 mm y la evaporación alcanza los 2 300 mm por año.

#### 2.2.2 - Funcionamiento

Estudio de avenidas.- El estudio se realizó con los gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica de Palo Dulce debido a que se contaba con un período más largo de datos (1958-1973), que en la estación Chñipás, ya que en ésta no se tenía registrado el gasto máximo de 6 800 m<sup>3</sup>/s ocurrido en el año de 1960, del cual se informaba en la estación de Palo Dulce.

En base a esto, se procedió a determinar la avenida máxima probable aplicando los métodos de Gumbel, Gumbel-Nash y las envolventes mundiales de Creager y Lowry, fijándose frecuencias de 1 000 y 10 000 años para dichos métodos.

Los gastos máximos calculados para estos períodos de retorno en la estación Palo Dulce, se correlacionaron a la estación Chñipás por medio del coeficiente "C" de Creager basado en la relación de áreas de cuenca.

De los resultados del análisis de avenidas máximas de los métodos utilizados se tomaron como gastos máximos en la estación Chñipás: de 12 000 y 15 000 m<sup>3</sup>/s, para frecuencias de 1 000 y 10 000 años, respectivamente.

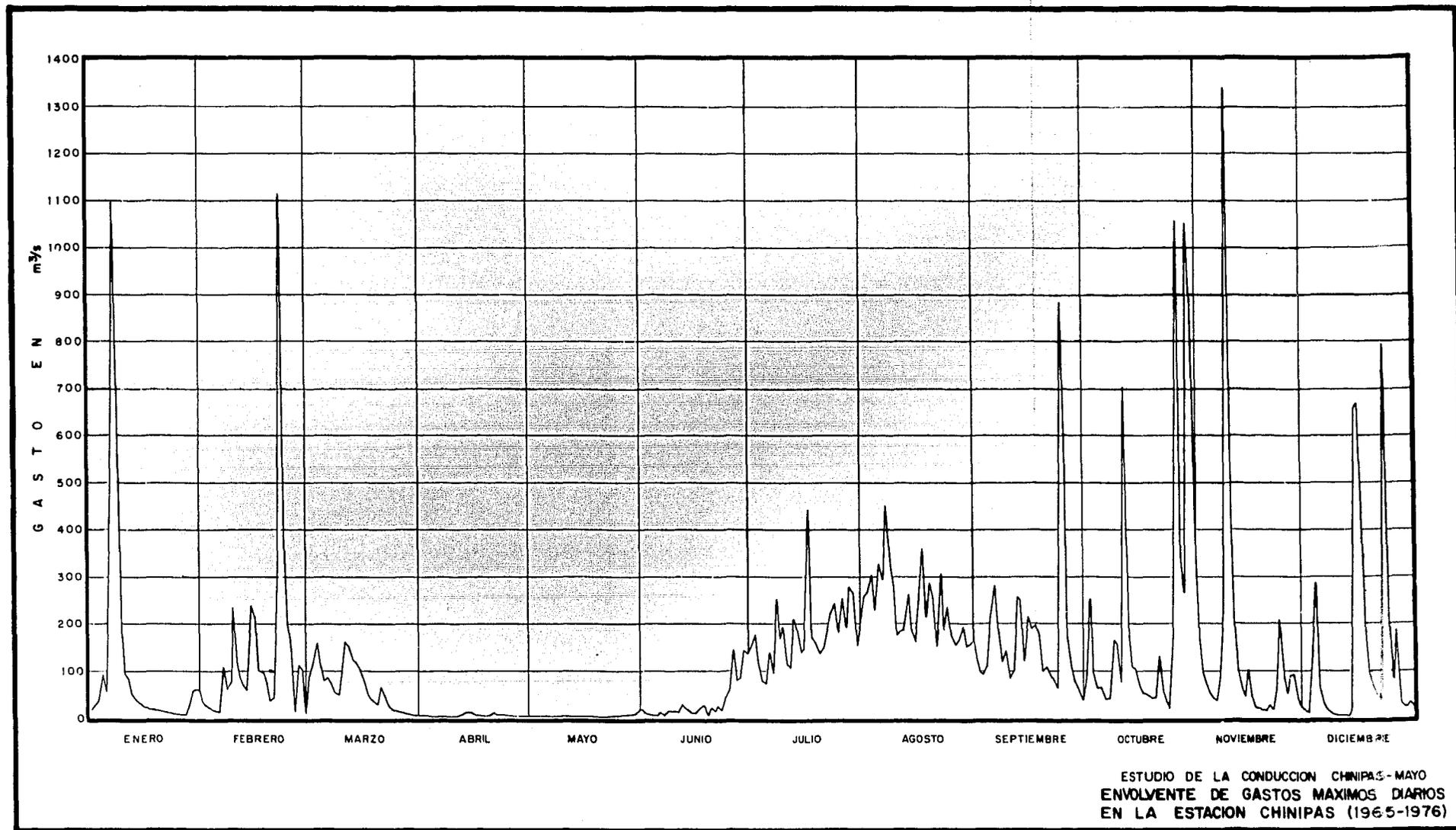
2.2.3 Tránsito de avenidas.- Una vez determinadas las avenidas máximas probables en la estación Chñipás, se procedió a transitar dichas avenidas adop-

Dia	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Sept.	Octubre	Noviem.	Diciem.
1	18.55	39.21	89.88	7.99	3.78	15.08	152.60	258.70	130.00	88.84	156.90	15.78
2	28.27	28.58	114.00	7.25	3.78	8.46	177.60	269.00	99.19	250.10	95.30	13.41
3	37.90	20.91	159.90	6.92	3.78	6.03	116.20	305.70	91.58	98.58	70.59	133.20
4	92.41	16.99	113.10	6.40	3.78	6.64	73.63	230.30	112.60	61.54	53.69	289.50
5	57.28	14.56	81.16	6.13	3.65	7.68	74.42	329.70	207.80	62.35	42.43	67.32
6	540.10	110.60	88.42	5.82	3.44	12.57	139.70	294.60	282.80	40.20	36.41	31.74
7	1090.90	64.49	74.56	5.50	3.27	7.42	93.36	450.10	159.80	41.97	85.78	18.68
8	563.00	72.29	57.35	5.26	2.96	14.04	251.10	326.50	122.90	166.60	221.40	13.85
9	171.70	235.50	50.18	5.11	2.82	13.20	168.80	281.50	143.28	155.90	1337.10	10.74
10	96.41	119.30	90.19	4.89	2.79	14.79	193.70	177.20	87.38	75.83	444.20	8.91
11	83.31	85.74	162.20	4.90	2.66	10.39	113.80	187.80	103.10	703.70	205.50	7.58
12	50.57	71.75	140.70	7.26	2.53	28.34	109.50	188.00	258.20	404.80	104.80	8.90
13	40.22	61.65	125.00	11.93	2.47	19.72	212.70	262.80	251.10	175.20	61.28	6.67
14	33.57	237.60	119.20	13.40	2.47	12.34	185.10	187.30	120.90	109.30	46.02	24.78
15	27.30	217.70	102.20	10.44	2.39	8.48	140.70	163.50	215.40	101.30	102.80	659.70
16	22.07	101.00	76.42	8.30	2.26	10.08	147.70	261.90	189.40	69.84	46.11	669.70
17	18.60	97.69	54.86	6.33	2.18	19.14	443.10	359.40	197.50	51.58	23.91	435.30
18	16.19	75.40	41.82	6.28	2.05	23.90	170.90	217.50	175.50	50.57	20.49	180.10
19	14.46	39.95	34.32	6.27	2.05	5.74	160.20	286.00	100.40	40.96	18.34	97.08
20	13.41	42.96	30.02	8.30	1.91	21.23	139.80	254.90	109.00	44.51	18.14	68.02
21	12.74	314.50	67.50	10.63	1.84	15.60	151.80	153.10	87.26	131.60	25.80	49.33
22	12.09	115.40	48.00	9.67	1.96	21.63	185.80	305.50	81.03	52.14	15.91	37.35
23	11.03	392.40	26.36	8.58	2.07	16.69	223.00	188.10	65.44	30.77	60.35	795.70
24	10.24	197.40	17.81	7.50	1.83	47.20	240.00	236.20	883.70	20.73	208.20	201.50
25	9.73	147.90	14.82	6.18	1.78	59.32	183.00	175.50	592.30	170.60	86.75	93.35
26	9.43	17.26	13.06	5.48	1.53	143.80	252.50	154.70	172.10	1056.30	52.05	186.30
27	9.05	111.20	11.64	5.01	1.45	83.26	189.10	169.00	107.90	344.20	81.34	34.89
28	28.30	102.20	10.69	4.67	2.40	89.18	276.20	194.90	79.48	266.80	81.13	24.45
29	58.50	12.04	9.95	4.33	1.90	144.60	263.30	154.00	57.91	1049.40	38.48	23.03
30	60.21	—	9.20	3.90	10.36	140.90	152.40	158.40	36.11	800.60	22.82	34.04
31	50.64	—	8.58	—	18.48	—	204.60	166.30	—	324.50	—	23.11

ENVOLVENTE DE GASTOS MAXIMOS DIARIOS

EN LA ESTACION CHINIPAS (1965-1976)

TABLA 2-1



tando la forma del hidrograma de la avenida máxima con pico de 6 800 m<sup>3</sup>/s registrada en la estación Palo Dulce, en la cual se afectaron sus valores por la relación de gastos máximos. En la tabla 2-2 se muestran las cantidades del hidrograma de Chínipas (ver figuras 2-2, 2-3 y 2-4).

Del estudio del tránsito por el vaso, se desprenden los siguientes resultados:

Avenida máxima para $T_r = 1\ 000$ años con pico de 12 000 m <sup>3</sup> /s.	
Volumen almacenado al nivel de la cresta vertedera, N.A.M.O.:	325.56 mill. m <sup>3</sup>
Volumen máximo almacenado, N.A.M.E.	473.41 mill. m <sup>3</sup>
Nivel de aguas ordinarias	494.27 m.s.n.m.
Nivel de aguas máximas	503.11 m.s.n.m.
Gasto máximo derramado	11 430.00 m <sup>3</sup> /s

Avenida máxima para $T_r = 10\ 000$ años con pico de 15 000 m <sup>3</sup> /s	
Volumen almacenado al nivel de la cresta vertedera, N.A.M.O.:	325.56 mill. m <sup>3</sup>
Volumen máximo almacenado, N.A.M.E.	501.385 mill. m <sup>3</sup>
Nivel de aguas ordinarias	494.27 m.s.n.m.
Nivel de aguas máximas	504.55 m.s.n.m.
Gasto máximo derramado	14 336.12 m <sup>3</sup> /s.

Los valores de los hidrogramas de salida se muestran en la tabla 2-3 (ver figuras 2-2, 2-3 y 2-4).

Como puede observarse en las figuras 2-3 y 2-4, la presa Chínipas no tiene capacidad de regulación ya que el gasto que llega es prácticamente igual al de salida y su capacidad de control es de 147.85 millones de metros cúbicos para el gasto de 12 000 m<sup>3</sup>/s, mientras que, para el gasto de 15 000 m<sup>3</sup>/s, la capacidad de control es de 175.825 millones de metros cúbicos.

Cabe señalar que los datos que se tomaron para el diseño de las estructuras de la presa, se obtuvieron del análisis de la avenida máxima, con pico de 12 000 m<sup>3</sup>/s, puesto que en caso de presentarse la avenida con período de 10 000 años, la capacidad del vaso con la altura de presa propuesta, es aceptable para absorber esta

# HIDROGRAMAS DE ENTRADA

Tr = 1000 años

Tr = 10000 años

HORA	GASTO
0	176.47
2	250.01
4	323.52
6	397.06
8	588.23
10	779.42
12	970.59
14	1325.29
16	1500.00
18	1764.71
20	1950.59
22	2176.46
24	2382.35
26	2617.64
28	2852.95
30	3088.24
32	3617.65
34	4147.06
36	4676.47
38	6058.82
40	7441.18
42	8823.53
44	9411.76
46	10000.00
48	10588.24
50	10882.36
52	11176.46
54	11470.59
56	12000.00
58	10588.24
60	8470.59
62	7088.24
64	5705.88
66	4323.53
68	4058.82
70	3794.12
72	3529.41
74	2941.18
76	2352.90
78	1764.71
80	1080.88
82	397.06
84	352.94
86	323.52
88	294.12
90	262.71
92	235.29

HORA	GASTO
0	220.59
2	312.51
4	404.40
6	496.33
8	735.29
10	974.28
12	1213.24
14	1544.11
16	1875.00
18	2205.89
20	2463.24
22	2720.58
24	2977.94
26	3272.05
28	3566.19
30	3860.30
32	4522.06
34	5183.83
36	5845.59
38	7573.53
40	9301.48
42	11029.41
44	11764.70
46	12500.01
48	13235.30
50	13602.95
52	13970.58
54	14338.24
56	15000.00
58	13235.30
60	10588.24
62	8860.30
64	7132.35
66	5404.50
68	5073.53
70	4742.65
72	4411.76
74	3676.48
76	2941.18
78	2205.89
80	1351.10
82	496.33
84	441.18
86	404.40
88	367.65
90	330.89
92	294.13

TABLA 2-2

# HIDROGRAMAS DE SALIDA

Tr = 1000 años

Tr = 10000 años

HORA	GASTO
0	8.07
2	26.83
4	50.61
6	78.93
8	132.25
10	234.21
12	364.77
14	548.24
16	779.46
18	1041.46
20	1325.34
22	1599.19
24	1859.03
26	2119.27
28	2375.77
30	2633.42
32	2955.48
34	3387.54
36	3881.48
38	4636.09
40	5721.90
42	6889.10
44	8005.60
46	8886.60
48	9634.93
50	10235.64
52	10670.25
54	11036.75
56	11429.84
58	11353.47
60	10337.38
62	8958.78
64	7636.96
66	6352.52
68	5288.81
70	4573.49
72	4110.60
74	3675.51
76	3185.71
78	2676.27
80	2141.38
82	1548.85
84	1155.81
86	889.85
88	715.62
90	590.57
92	505.92

HORA	GASTO
0	9.88
2	32.87
4	62.04
6	96.82
8	188.22
10	309.04
12	499.81
14	736.71
16	1030.70
18	1371.45
20	1729.55
22	2067.85
24	2387.65
26	2708.45
28	3021.21
30	3344.47
32	3744.29
34	4292.63
36	4922.55
38	5808.80
40	7063.84
42	8619.06
44	10090.17
46	12106.61
48	12144.64
50	12876.09
52	13406.39
54	13845.47
56	14336.12
58	14205.98
60	12858.41
62	11081.55
64	9404.93
66	7787.91
68	6541.87
70	5766.22
72	5184.11
74	4596.12
76	3949.28
78	3290.80
80	2609.79
82	1907.62
84	1369.79
86	1050.22
88	844.60
90	698.68
92	588.52

TABLA 2-3

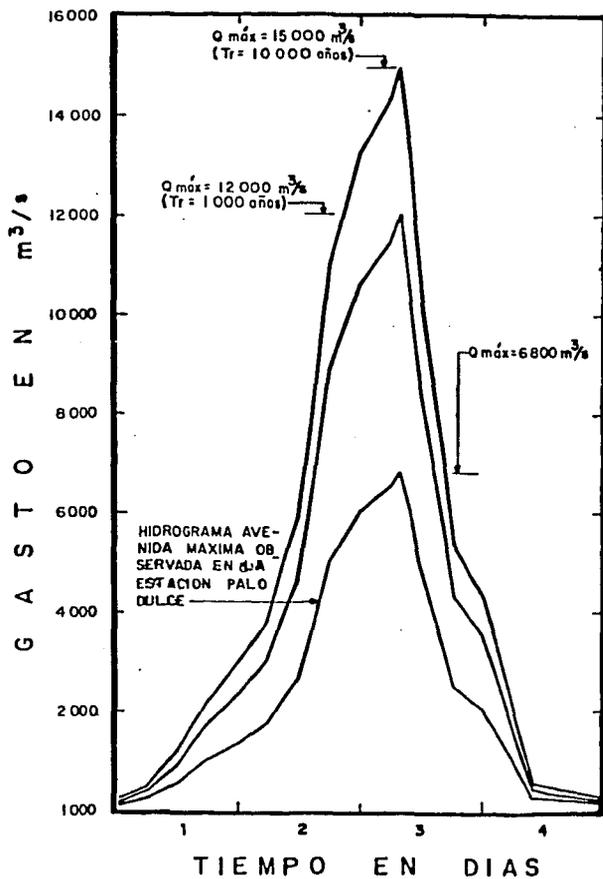


Figura 2-2

ESTUDIO DE LA CONDUCCION  
 CHINIPAS - MAYO  
 PRESA CHINIPAS  
 HIDROGRAMAS DE LAS  
 AVENIDAS

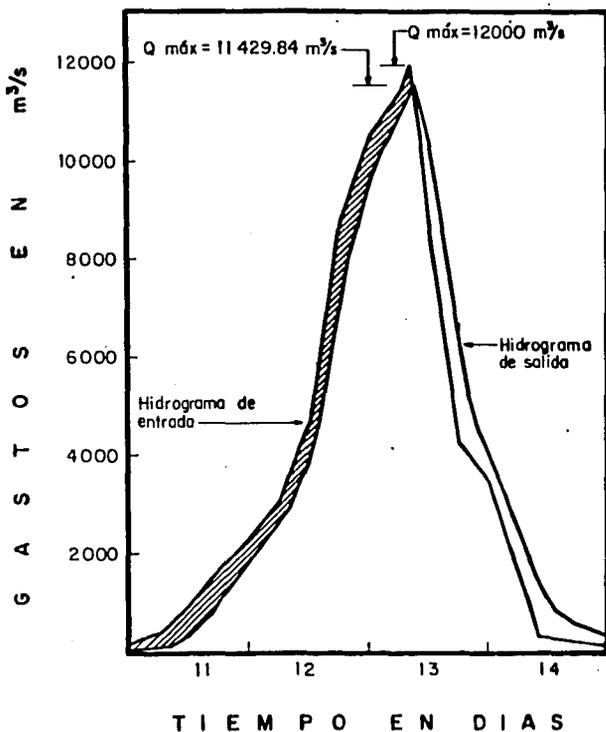
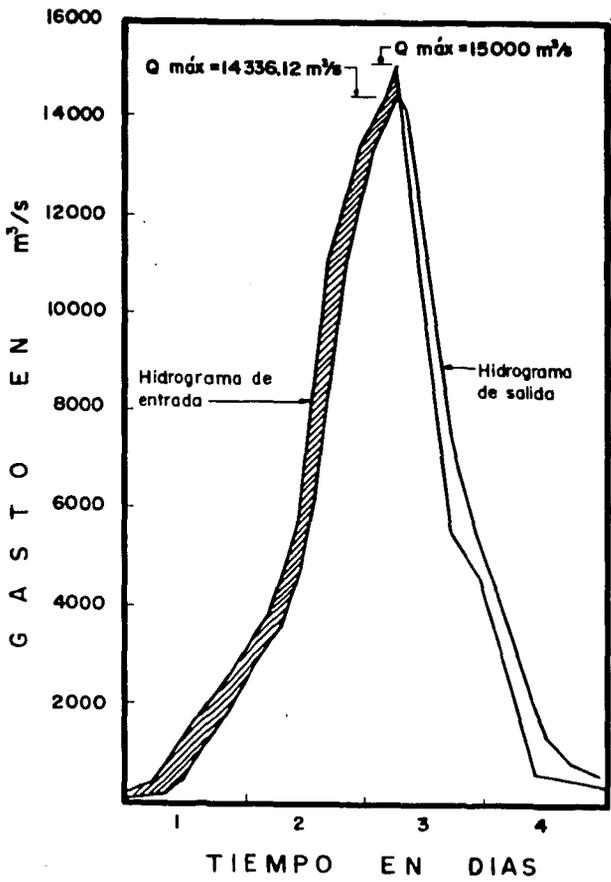


Figura 2-3

Estudio de la Conducción Chínipas-Mayo  
**RESULTADO DEL TRANSITO DE LA AVENIDA  
 DE DISEÑO POR EL VERTEDOR PARA  
 $T_r = 1000$  AÑOS**



Estudio de la Conducción Chínipas - Mayo  
**RESULTADO DEL TRANSITO DE LA  
 AVENIDA DE DISEÑO DEL VERTEADOR  
 PARA  $T_r = 10\ 000$  AÑOS**

Figura 2-4

avenida.

## 2.3 DATOS DE DISEÑO

### 2.3.1 Capacidad de azolves

Con relación en los sólidos en suspensión y el arrastre de fondo registrados en la estación Chñipás, se llegó a la conclusión de que para la presa Chñipás sería necesaria una capacidad de azolves de 30 millones de metros cúbicos.

### 2.3.2 Capacidad muerta

Para presas con fines de riego, se recomienda que se considere la capacidad al umbral de la toma como el 75% de la capacidad de azolves, ya que dichos azolves no se depositan horizontalmente; tomando esto en cuenta, la capacidad muerta es de 22.5 millones de metros cúbicos. Refiriendo este valor a la gráfica de áreas y capacidades que se encuentra en el plano anexo al final de esta tesis, obtenemos que la elevación del umbral de la toma resultó a la cota 450.0 m.

### 2.3.3 Capacidad mínima de operación

El criterio usual consiste en sumarle a la capacidad muerta el 10% de la capacidad útil, lo que nos daría 52.05 millones de metros cúbicos; refiriendo este valor a la gráfica de áreas-capacidades, se obtiene la elevación del nivel de aguas mínimo (N.A.Mín.) que resultó ser a la 460.0 m.

### 2.3.4 Capacidad útil del vaso

En base a los estudios del sistema hidráulico Chñipás-Mayo, se puede determinar el régimen de demanda del Distrito del Mayo en sus condiciones futuras; procediendo a simular el funcionamiento del sistema de vasos Chñipás-Mocúzari, con el fin de determinar el tamaño del primero de estos embalses y la estrategia de operación del sistema. Procediendo por tanteos pudo establecerse una política de operación que, además de satisfacer las nuevas demandas, no provocara derrames indeseables en Mocúzari. La estrategia es que, a la presa Chñipás se le podrá extraer 15 m<sup>3</sup>/s, ya que estos se manden al río Mayo o bien se descarguen al río Chñipás para un aprove-

chamiento posterior. En estas condiciones, se requiere en Chínipas, una capacidad útil de 295.5 millones de metros cúbicos.

### 2.3.5 Bordo libre

A partir del máximo nivel que alcanzan las aguas durante el paso de la avenida de diseño del vertedor, se estimó la magnitud del bordo libre necesario para la presa Chínipas, lo que se llevó a cabo con base en los resultados obtenidos de la aplicación del método propuesto por Braslavskov, tal como aparece en la revista Ingeniería Hidráulica en México, del tercer trimestre de 1976, según artículo de los ingenieros Maza Alvarez y Sánchez Bribiesca. Con este criterio, sumando los efectos de marea, de viento y la altitud de la ola significativa, se llegó a un bordo libre de 1.30 m.

Tomando en cuenta los resultados obtenidos, y atendiendo a las recomendaciones del Bureau of Reclamation de los Estados Unidos de América, en el sentido de no adoptar bordos libres menores que 1.83 m se fijó para la presa Chínipas, un valor de 1.89 m, con lo que la corona de la presa queda a la elevación 505.00 m.

### 2.3.6 Gasto de diseño de la toma

Como se mencionó anteriormente, la presa Chínipas proporcionará 15 m<sup>3</sup>/s en cualquiera de los dos casos considerados, por lo que el gasto de diseño de la obra de toma es el de 15 m<sup>3</sup>/s.

## 2.4 DATOS DE PROYECTO

Tomando en consideración los resultados de los estudios hidrológicos efectuados y calculando lo necesario para determinar los niveles, capacidades y gastos de diseño correspondientes a las demandas, se puede establecer la siguiente lista de datos de proyecto para la presa Chínipas:

- Elevación del fondo del cauce:	430.0 m
- Elevación de la corona:	505.00 m
- Elevación de la cresta vertedora:	494.27 m
- Elevación del umbral de la toma	450.00 m

- Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias:	503.11 m
- Bordo libre:	1.89 m
- Nivel mínimo de operación (preliminar):	461.00 m
- Capacidad de azolves:	30 mill. m3
- Capacidad al nivel mínimo de operación:	52 mill. m3
- Capacidad útil:	295.5 mill. m3
- Capacidad a la cresta vertedora:	325.5 mill. m3
- Superalmacenamiento:	147.9 mill. m3
- Capacidad al nivel de aguas máximas extraordinarias:	473.4 mill. m3
- Gasto de diseño de la obra de toma:	15 m3/s
- Gasto de diseño del vertedor:	11 430 m3/s
- Longitud de cresta vertedora:	210.00 m
- Gasto de diseño del túnel de trasvase:	15 m3/s

# capítulo III

## CONCEPCION GENERAL DEL PROYECTO

Antes de mencionar las características generales de la presa del proyecto que nos ocupa, considero necesario describir los diferentes tipos de presas, su funcionamiento y los factores que influyen en la selección de ella.

Una presa es un conjunto de estructuras que obstruye el cauce de un río con el fin de almacenar o derivar agua.

### 3.1 TIPOS DE PRESAS

Se consideran tres amplias clasificaciones de acuerdo con: el uso, el proyecto hidráulico, y de los materiales que forman la estructura.

#### 3.1.1 Clasificación según su uso

Están divididas según la función más general que van a desempeñar, como de almacenamiento, de derivación o regulación.

- Presas de almacenamiento. Se construyen para embalsar el agua en los períodos en que sobra, para utilizarla cuando escasea. Estos períodos pueden ser estacionales, anuales o más largos. Las presas de almacenamiento se clasifican a su vez

de acuerdo con el objeto del almacenamiento, como para abastecimiento de agua, para generación de energía hidroeléctrica, riego, etc.

- Presas de derivación. Se construyen ordinariamente para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia zanjas, canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se van a usar, como son el uso municipal e industrial o una combinación de ambos.

- Presas reguladoras. Se construyen para retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales, esto se puede lograr ya sea dejando salir el agua por una obra de toma con un gasto que no exceda de la capacidad del cauce de aguas abajo.

### 3.1.2 Clasificación según su proyecto hidráulico

Las presas se pueden clasificar también como presas vertedoras o no vertedoras.

- Presas vertedoras. Se proyectan para descargar sobre sus coronas. Deben estar hechas de materiales que no se erosionen con tales descargas como concreto, mampostería, acero, etc.

- Presas no vertedoras. Se proyectan para que no rebase el agua por su corona. Este tipo de proyecto permite ampliar la elección de los materiales incluyendo las presas de tierra y enrocamiento.

### 3.1.3 Clasificación según los materiales

En este tipo de clasificación, el diseño de las presas es en base al comportamiento estructural de los materiales, por lo que se han dividido en dos grandes grupos: a) presas de materiales sueltos, b) presas de materiales cementantes.

#### a) Presas de materiales sueltos

Presas homogéneas de arcilla. Este tipo de presa se construye a base de tierra compactada. Tiene una chapa de enrocamiento en el talud de aguas arriba como protección contra el oleaje producido en el embalse. El talud de aguas abajo suele protegerse de forma similar, para evitar la erosión. Generalmente se dispone de algún

tipo de dren-filtro hacia el talud de aguas abajo.

**Presa de materiales graduados.** Son las presas en que los materiales se distribuyen de una manera gradual, de los suelos finos en el corazón, pasando por los filtros y transiciones, a los respaldos o chapas de enrocamiento.

**Presas de enrocamiento.** Son presas en que el volumen de roca predomina fundamentalmente. Existen dos tipos básicos: uno con corazón impermeable constituido por suelos finos; el otro tipo utiliza una cubierta o pantalla de concreto o asfalto, en el talud de aguas arriba.

b) Presas de materiales cementantes

Las presas de este tipo se construyen con materiales pétreos unidos con algún compuesto cementante, mediante el cual se produce casi una masa homogénea. Dentro de las cuales están las siguientes:

**Presa de gravedad.** Este tipo de presa se adapta a los lugares en que se dispone de una cimentación de roca razonablemente sana. La estabilidad depende fundamentalmente del material que la constituye. La subpresión hidrostática en la base puede reducirse mediante drenes, lo que nos ayuda a reducir el talud en el lado de aguas abajo. Se puede lograr un poco más de estabilidad dando una pequeña inclinación al paramento de aguas arriba.

**Presa de contrafuertes.** Las presas de contrafuertes surgen basándose en el mismo principio de las presas de gravedad, con la diferencia de que una presa de contrafuertes obliga al concreto a trabajar a mayores esfuerzos reduciendo su volumen. La cubierta de la presa puede estar constituida de la siguiente manera:

- A base de losas planas apoyadas sobre contrafuertes (tipo Am bursen).
- Constituida por arcos empotrados en los contrafuertes (tipo de bóveda múltiples).
- Mediante un ensanchamiento o cabeza en el extremo del lado de aguas arriba del contrafuerte.

**Presas de bóveda.** La característica de este tipo, es que se aprovecha el efecto de arco para transmitir la mayor parte de presión hidrostática, horizontalmente hacia los empotramientos en las laderas. Estas presas pueden ser muy esbeltas,

utilizando por ello volúmenes mucho menores que otras. Requieren condiciones geológicas excelentes, así como boquillas muy angostas.

### 3.2 SELECCION DEL TIPO DE PRESA

La selección del mejor tipo de presa es un problema que involucra tanto la factibilidad desde el punto de vista de la ingeniería, como el costo de la erección de la obra. La factibilidad está regida por la topografía, la geología y el clima.

El costo relativo de los diversos tipos de presas depende principalmente de las disponibilidades de los materiales de construcción cercanos al sitio y de la accesibilidad de las facilidades para su transportación.

A continuación se hará una breve descripción de los factores que influyen en la elección del tipo de presa más adecuado.

#### 3.2.1 Topografía

Es importante porque nos permite saber la capacidad del vaso, para diferentes alturas de presa y por la ubicación de uno o varios ejes que hagan económicamente posible el proyecto. Dentro de ésta es importante la morfología de la boquilla ya que una boquilla amplia, con taludes muy tendidos será propicia para la construcción de una presa de tierra, de gravedad, o contrafuertes; si la boquilla fuera poco amplia y en forma de U, puede pensarse en una presa de arco constante, y si tiene forma de V, quizás lo mejor sería seleccionar una presa de radio variable.

#### 3.2.2 Geología

Interviene en cuanto a la capacidad de sustentación conforme a las propiedades mecánicas y de deformabilidad del suelo, así como de las condiciones de permeabilidad del suelo. Como la transmisión de esfuerzos a la cimentación influye directamente en la selección de la presa, se puede decir que una presa de arco requeriría una mejor calidad de terreno que una de contrafuertes, y ésta que una de gravedad y finalmente, la de gravedad necesita mejores condiciones que una de tierra, debido a que la primera tiene una menor área de apoyo.

### 3.2.3

#### Climatología

Al efectuar el diseño de la presa y la programación de las etapas de construcción, es importante conocer las condiciones climatológicas de la zona. Una presa de tierra o enrocamiento que se esté construyendo en una región lluviosa, tendrá problemas en el control del contenido de agua durante la compactación, así como del aumento de la presión de poro; en una presa de concreto influirá sobre el revenimiento. Si el clima es extremo las presas de concreto pueden sufrir desintegración por imtemperismo, si la mezcla ha sido diseñada correctamente.

### 3.2.4

#### Disponibilidad de materiales

Al hacer los reconocimientos geológicos debe observarse la potencialidad de los bancos, distancias de acarreo, acceso y afectaciones, así como de las características físicas y mecánicas de los materiales. El tipo más económico de presa será con frecuencia aquél para el que se encuentren materiales en suficiente cantidad y dentro de distancias razonables del lugar.

Al analizar los diferentes factores que intervienen en la elección del tipo de presa, es menester que los tipos de presas elegidos se comparen en las mismas condiciones como son:

- a) Que cumplan sus funciones correctamente.
- b) Que sean estables, con criterios de seguridad equivalentes.
- c) Que sean igualmente duraderas.

Después de mencionar los diferentes tipos de presas y los factores que intervienen en su elección, se describirán enseguida las características generales de la presa del proyecto y que es motivo de este trabajo.

### 3.3

#### CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA PRESA CHINIPAS

En el Capítulo II se mencionaron las características topográficas, geológicas, la disponibilidad de los materiales de construcción, el estudio hidrológico y cómo se obtuvieron los datos de diseño de la presa, estudios que, aunados a los fac-

tores que intervienen en la elección de una presa, nos permite elegir el mejor tipo de presa que se adapte a las condiciones propias del lugar.

Para el proyecto de la presa Chínipas se estudiaron dos soluciones alternativas, una mediante una presa vertedora de concreto, de tipo gravedad y la otra a base de una presa de enrocamiento con pantalla impermeable de concreto en el paramento de aguas arriba.

Se enfocará la atención sobre la presa de concreto, ya que la de enrocamiento presenta el problema de que al no existir un puerto que permita alojar el vertedor, éste solamente puede localizarse en alguna de las laderas de la boquilla, requiriendo una excavación importante y costosa.

La presa de concreto requiere para su construcción un volumen de 885 mil metros cúbicos, mientras que en la de enrocamiento se tendrían del orden de 2.1 millones de materiales por colocar.

De acuerdo con los estudios de funcionamiento del embalse y con los análisis del paso de la avenida máxima probable por el vaso, se pudieron determinar los datos de diseño de la presa Chínipas y sus estructuras.

La presa de gravedad que se ha elegido tiene una altura máxima de 80 metros, medidos hasta el desplante a la elevación 425 m, aproximadamente integrándose por una sección vertedora de 210 m de longitud, formada por 14 monolitos de 15 m de longitud cada uno, colocados en la parte central de la boquilla y tramos de sección no vertedora, colocados en ambos márgenes, integrados por monolitos de igual longitud que los centrales y dispuestos en número de 21 en la margen izquierda y 13 en la margen derecha para completar una longitud total de presa de 720 m.

El eje de la presa sigue un trazo recto en planta, y se localiza inmediatamente después del arroyo Borojaqui, con el fin de captar los escurrimientos de este afluente.

La sección no vertedora tiene un ancho de corona de 5.00 m, provista de guarniciones laterales sobre las cuales se colocará un barandal de tubo de fierro de 2 1/2" de diámetro. La sección transversal queda limitada aguas arriba por un paramento que baja verticalmente desde la corona hasta la elevación 460.00 m para

continuar con talud de 0.1: 1 hasta el desplante de la presa. Aguas abajo, queda limitada por un paramento vertical que va desde la corona hasta intersectar el talud de 0.75 con el cual se continúa hasta el desplante. La intersección de los dos planos se resolvió con una curva vertical de 9.00 m de radio.

La obra de excedencias se forma con la sección vertedora, la cual como ya se ha dicho quedó formada por los monolitos centrales de la presa, cuya sección transversal tiene un paramento de aguas arriba, similar al de la sección no vertedora, coronándose con un cimacio en la parte superior del tipo Creager, adaptado a círculos osculadores, cuya cresta se encuentra a la elevación 494.27 m para continuar hacia aguas abajo, hasta encontrar un talud de 0.75: 1 con lo que se constituye una rápida o canal de descarga del vertedor, siendo paralelo al paramento de aguas abajo de la sección no vertedora y remetida 2.00 m dentro del cuerpo de la presa, a fin de que los muros laterales del canal de descarga no resultaran muy altos, aprovechando así las salientes que ofrece esta disposición.

El canal de descarga o rápida tiene una longitud de 45.39 m, medidos desde el punto de tangencia con el cimacio a la elevación 485.31 m hasta el inicio del deflector a la elevación 449.00 m; tiene un ancho constante de 210.00 m, y quedará provisto de unos muros laterales de 1.00 m de espesor colocados en los monolitos inmediatos no vertedores de ambas márgenes. La altura de los muros es variable, teniendo 2.00 m en el inicio para reducirse a 1.00 m en su terminación.

Al pie de la rápida se ha proyectado una cubeta de salto de esquí, con la cual se descargan los excedentes al río, lanzando el flujo lo más lejos posible de la presa.

El perfil de la cubeta deflectora está formado por un arco de circunferencia, descrito por un radio de 12.50 m y un ángulo total de  $88^{\circ}07'48''$ ; la elevación del fondo de la cubeta es la 444.00 m, y la posición de la nariz de la misma es a la elevación 446.26 m.

Dentro del cuerpo de la presa se han dispuesto dos galerías, que corren en el sentido del eje de la presa, las cuales servirán para recolectar las posibles filtraciones que se generen en la presa, y para inspección.

La captación de las filtraciones a través de las perforaciones será conducida con un tubo o dren colector de 61 cm de diámetro que atraviesa la presa descargando el agua hacia aguas abajo de la presa. Además de las perforaciones para drenaje, se propone también un sistema de perforaciones para formar una carpeta de inyecciones de lechado de cemento, a cada 5 m, dispuestas en cuadrícula para consolidar la cimentación de la presa, así como unas perforaciones profundas para formar una pantalla de impermeabilización de la cimentación, en el sentido y coincidiendo con el eje de la presa, mediante inyecciones adecuadas.

### 3.3.1 Obra de toma

La toma se ubicó en el monolito de la presa no vertedor de la margen derecha, localizado en la estación 0 + 517.50 del eje del túnel cuyo eje en su tramo inicial atraviesa el cuerpo de la presa en dirección normal a su eje.

Las características geométricas de la toma en su tramo alojado en el cuerpo de la presa, es en términos generales como sigue:

En el paramento de aguas arriba de la presa se tiene a la entrada, la estructura de rejillas metálicas inclinadas  $60^\circ$  sobre la horizontal; inmediatamente después de la estructura de rejillas, hay una transición abocinada, ya dentro del cuerpo de la presa, para pasar de una sección rectangular de 4.50 x 5.00 m a una sección circular de 1.7 m de diámetro, con longitud de 3.50 m. Al terminar la transición comienza una tubería de acero de 1.70 m de diámetro con longitud de 27.50 m que se bifurca en tubos de 1.20 m de diámetro, sobre los que se han dispuesto válvulas de mariposa para emergencia y dos válvulas de servicio de chorro divergente que descargan a una cámara concentradora alojada en la misma presa, con sección rectangular de 4.0 x 5.0 m, compuesta por dos cajones separados por un muro central de 1.0 m de espesor.

En la descarga de las válvulas de chorro, después del concentrador ya fuera de la presa, se ha previsto un tanque amortiguador diseñado para terminar de disipar la energía del agua que pudiera quedar a la salida del concentrador, constituido por una sección rectangular, formada por dos muros extremos de 1.0 m de espesor y ancho de plantilla de 9.0 m, la longitud del tanque es de 20.0 m. Al final de dicho

tanque se dispuso una transición de plantilla de 9.0 m a 2.5 m, con la cual se llega al canal de conducción.

El canal de conducción está formado por una sección rectangular de concreto, con ancho de plantilla de 2.50 m y altura total de 3.00 m excavado sobre la ladera derecha del río, cuyo eje mediante dos curvas horizontales se conecta con el túnel de conducción.

Debido a que no siempre se proporcionará agua hacia el túnel de trasvase, se diseñó un ramal colocado en la estación 0 + 190.00 del eje del canal de conducción, orientado su eje, en dirección ligeramente oblicua al cauce del río cuya sección transversal es la misma que la del canal principal y consiste en una rápida con pendiente  $S = 0.6$ , al pie de la cual se diseñó una cubeta deflectora del tipo de salto de esquí con el fin de lanzar el agua hacia el lecho del cauce del río, aguas abajo de la presa.

Tanto sobre el canal de conducción, como en el ramal de derivación al río, se dispuso una estructura de compuertas similar que permitirá la colocación y operación de las mismas. La estructura consiste en unos muros laterales sobre el canal, con una altura máxima de 3.00 m y en cuya corona quedarán instaladas los mecanismos elevadores. Las compuertas se apoyan sobre unas cabezas o ménsulas de concreto situadas en el paramento interior de la estructura; los muros tienen un espesor de 50 cm al igual que los del canal de conducción. En la vecindad de las dos estructuras de compuertas hacia aguas arriba, se dispusieron unas muescas alojadas en el paramento vertical del canal que permitan la colocación de agujas de madera de 15 x 15 cm y 2.50 m de longitud total, con las cuales puede obtenerse el canal para facilitar las maniobras de reparación de las compuertas.

Para el gasto de diseño de 15 m<sup>3</sup>/s y una pendiente de 1 m/km ( $s = 0.001$ ) se está considerando una sección portal para la excavación del túnel pues eso facilita alojar las instalaciones necesarias para permitir efectuar los trabajos de construcción en el interior del mismo. Dado que las condiciones geológicas del macizo montañoso son favorables, una parte considerable del desarrollo del túnel podrá quedar sin ningún revestimiento, para lo cual se requiere que la sección de portal tenga una altura de 4.20 m. La sección revestida es de herradura de 3.00 m para conducir el gasto men

cionado.

Las dimensiones para las dos secciones propuestas se fijaron considerando que el túnel funciona como canal, para una relación de llenado del 75%, evitándose algunas desventajas que podría tener la conducción a presión, tales como mayor posibilidad de fugas o de alteración del material.

### 3.3.2 Obra de desvío

Debido a que no se desean construir túneles de desvío para el río Chínipas, ya que no se volverían a utilizar, se encaminó el desvío del río con el siguiente esquema.

El manejo del río se maneja sobre su mismo cauce; por tal motivo la construcción de la presa se llevaría a cabo mediante la protección de la obra con ataguías según sea necesario.

Durante la construcción de la presa en la margen derecha del cauce del río, ésta se protegerá con una ataguía en forma de U desplantada a la elevación 430 m con elevación de corona a la 445 m, con taludes de 1.7: 1; la cual desviará el río por un tajo sobre su mismo cauce localizado en la margen izquierda, formado por uno de los taludes de la ataguía y por la ladera de la boquilla; cuando se proceda a la construcción de la presa en la margen izquierda, el río será desviado por una escotadura practicada en el cuerpo de la presa y que se encuentra en la margen derecha; la longitud de la escotadura es de 45 m, de los cuales 30 m están a la elevación 430 m y los 15 m restantes a la elevación 435 m; las ataguías que protegen la construcción sobre la margen izquierda, tienen la forma de L y están recargadas en el paramento de aguas arriba y aguas abajo de la presa; al igual que la anterior, el nivel de desplante es a la elevación 430 m con elevación de corona a la 447 m, el talud en ambos paramentos de dichas ataguías es de 1.7: 1.

Se ha proyectado que, durante el cierre, el agua sea desviada por 4 conductos circulares de 2 m de diámetro los cuales son suficientes, puesto que la época en que se procede al cierre de la presa corresponde a la de estiaje. Los conductos tienen la elevación de plantilla a la 430 m y pendiente de  $s = 0.01$ ; éstos se colocarán sobre la plantilla de la escotadura en la presa.

La estructura de obturación está formada por dos pilas situadas cada una a los lados de la entrada de cada conducto; éstas tienen una muesca que, junto con el paramento de la presa, forman un pequeño canal el cual tiene la función de guiar las piezas de obturación constituidas por agujas de madera de 20 x 20 cm, los cuales son suficientes para resistir la baja presión del agua, puesto que en el momento de colocarlos el río está en su época de estiaje y por lo tanto el gasto del mismo es pequeño (1 a 5 m<sup>3</sup>/s).

Para la colocación de las agujas de madera, se ha diseñado una losa corrida situada arriba de la entrada de los conductos, desde donde pueden bajar dichas agujas. La losa tiene espesor variable con 70 cm en el empotramiento con el cuerpo de la presa, y 20 cm en el volado (la losa está colada en forma de voladizo).

# capítulo IV

## PRESA

En este capítulo se analizará la estabilidad de la presa de gravedad que se ha elegido en base a las características de la zona y los factores que intervinieron en su elección.

Antes de utilizar algún método para el análisis de la estabilidad de la presa, se definen enseguida las diferentes fuerzas que actúan en ella, y cómo es posible valorarlas.

### IV.1 FUERZAS QUE ACTUAN EN UNA PRESA

Una presa debe ser relativamente impermeable al agua y ser capaz de resistir las fuerzas que actúan sobre de ella. Las más importantes de estas fuerzas son: la de gravedad (peso de la presa), el empuje hidrostático, la subpresión, la presión del hielo, las fuerzas sísmicas o telúricas, el empuje de azolves y esfuerzos por temperatura. Estas fuerzas se transmiten a la cimentación y a las laderas o atraques de las presas, las cuales reaccionan contra la presa con una fuerza igual y opuesta o contraria, llamada de reacción de la cimentación.

- 4.1.1 - El peso de la presa es el producto de su volumen y del peso espe-

cífico del material que se vaya a emplear; la dirección de la fuerza es vertical y su punto de aplicación coincide con el centro de gravedad de la sección.

4.1.2 - El empuje hidrostático puede actuar en ambos paramentos: de aguas arriba y aguas abajo de la presa. La componente horizontal  $H_h$  de la fuerza hidrostática sobre una proyección vertical del paramento de la presa, y para una anchura unitaria de presa será:

$$H_h = \frac{\gamma h^2}{2}$$

Cuando se tiene un talud en el paramento de aguas arriba de la presa debe considerarse el peso del agua sobre dicho paramento, el cual se valúa como el producto del volumen de agua sobre el paramento por el peso específico del agua.

4.1.3 - Fuerza de subpresión. - Las fuerzas de subpresión se presentan como presiones internas en los poros, grietas y hendiduras tanto de la presa como de su cimiento; debido a que el agua a presión pasa entre la base de la presa y su cimentación. La magnitud de la fuerza se considera de dos formas:

a) Cuando los drenes de la presa no trabajan, la variación es lineal desde la presión hidrostática total en el paramento de aguas arriba hasta la presión total del agua de salida en el paramento de aguas abajo.

$$U = \frac{h_1 - h_2}{2} \times \gamma t$$

b) Cuando los drenes de la presa trabajan, el valor de la subpresión de dichos drenes se valúa como:

$$U = 8 \gamma [h_2 + 0.33 (h_1 - h_2)] \quad ; \text{según el U.S.B.R. (1975)}$$

4.1.4 - Empuje de azolves. - Los azolves que acarrea la corriente se depositan en el vaso y ejercen empujes en el paramento de aguas arriba de la presa, que son mayores que los empujes hidrostáticos. Cuando el paramento de aguas arriba tiene algún talud, el empuje horizontal  $D_h$  será producido por el azolve, y el empuje

je vertical  $D_v$  será el peso del azolves y se calculan como sigue:

Para diseños preliminares, el U.S.B.R. recomienda:

$$D_h = \frac{\theta' (hd)^2}{2}; \text{ con } \theta' = 0.36 \text{ ton/m}^3$$

$D_v$  peso de la cufia con  $\theta' = 0.92 \text{ ton/m}^3$

4.1.5 - Sismo. - Tiene el efecto de sacudir el terreno en el cual descansa la presa, y comunicarle aceleraciones que pueden aumentar las presiones del agua sobre de ella, así como los esfuerzos dentro de las mismas.

El método utilizado para determinar los efectos sísmicos, es el de análisis pseudo-estático.

- Sismo en la presa. - Se valúa como  $E_d = \alpha gW$ ; en ocasiones el valor de  $\alpha$  se ha tomado variable, para la presa; siendo  $\alpha$  de la presa en la cimentación igual al  $\alpha$  regional; el  $\alpha$  en la corona igual al doble o al triple del  $\alpha$  regional. (ver figura 4.1-a).

Para calcular el empuje del agua por sismo se aplica la siguiente fórmula (U.S.B.R.):

$$E_{sa} = a \times \frac{C_m}{2} \times (\theta a) \alpha H^2 \sec \theta$$

Aplicado a una profundidad  $h_{sa} = bh$  (ver figura 4.1-b)

Los valores de los parámetros  $C_m$ ,  $a$ , y  $b$ , se dan en las tablas del Anexo IV-1.

## IV.2 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA PRESA DE GRAVEDAD

La figura 4.2 muestra el diagrama de cuerpo libre simplificado, sobre la sección transversal de la presa de gravedad. Las fuerzas representadas son el peso propio de la presa  $W$ , las componentes horizontales de la presión hidrostática  $H_h$ , las componentes verticales de la fuerza hidrostática  $H_v$ , la subpresión  $U$ , el incre-

EMPUJE EN LA PRESA Y DEL AGUA DEBIDO A SISMO

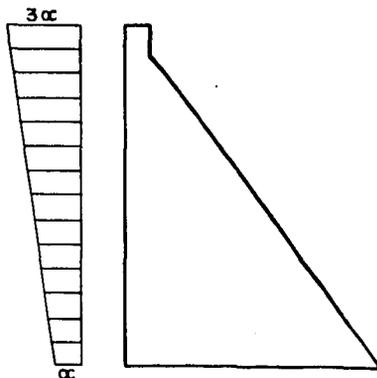


Fig. 4.1-a

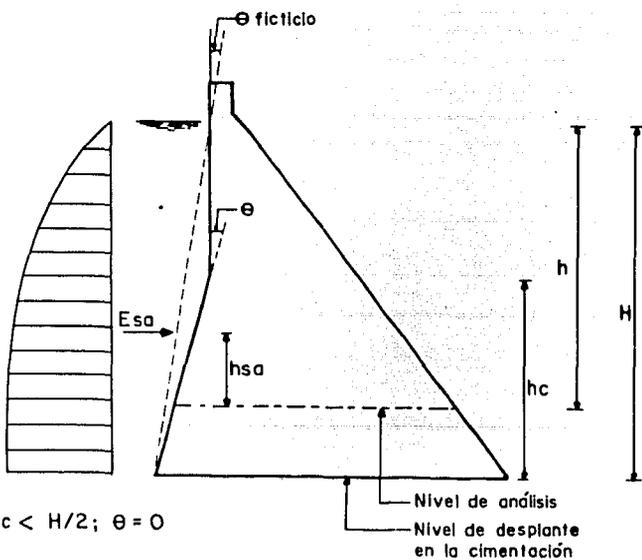


Fig. 4.1-b

mento de la presión hidrostática causada por el mismo Esa, y la fuerza de inercia producida por el mismo sismo sobre la presa Ed, el empuje debido a los azolves Dh, y el peso de azolves Dv. El vector resultante de las fuerzas es igual y opuesto a R, que es la fuerza equilibrante efectiva de la cimentación sobre la base de la presa. La estabilidad de la presa debe cumplir con las siguientes condiciones:

1. Los esfuerzos máximos de compresión deben ser menores que los permisibles.
2. Los esfuerzos mínimos (pueden ser negativos, tensiones en algunos casos), deben ser mayores que los permisibles.
3. Resistencia al deslizamiento, que debe ser superior a las fuerzas deslizantes.

Estas condiciones de estabilidad se analizan bajo las siguientes combinaciones de cargas:

I.- Condiciones Ordinarias:

Presa llena al N.A.M.O.  
Empuje hidrostático.  
Peso propio.  
Subpresión.  
Azolves.  
Empuje debido al hielo (despreciables).

II.- Condiciones extraordinarias:

A)

Presa llena al N.A.M.E.  
Empuje hidrostático.  
Peso propio.  
Subpresión.  
Azolves.

B)

Presa llena al N.A.M.O.  
Empuje hidrostático.  
Peso propio.  
Subpresión.  
Azolves.  
Sismo de diseño (método pseudoestático).

III.- Condiciones Extremas:

Presa llena al N.A.M.O.  
Empuje hidrostático.  
Peso propio.  
Subpresión.  
Azolves.  
Sismo máximo creíble, calculando su efecto por métodos dinámicos.

(Dada la falta de información y las dificultades de aplicación del caso III, generalmen

te se reemplaza por el II. B).

En la figura 4-2 se presenta la notación a utilizar en el cálculo de la estabilidad de la presa.

El significado de las literales presentadas en dicha figura es el siguiente:

Dh	Empuje horizontal debido a azolves.
Dv	Peso de azolves.
Ed	Sismo en la masa del concreto.
Esa	Sismo en el agua.
U	Subpresión.
Hh	Empuje hidrostático.
Hv	Peso del agua.
W	Peso de la masa del concreto.
R	Resultante de todas las fuerzas.

Para esta tesis se han elegido tres niveles en donde se analiza la estabilidad de la sección no vertedora a partir del desplante. Las elevaciones de estos niveles son: Nivel (1) 425.0; nivel (2) 450.0; nivel (3) 475.0; (ver figura 4-3).

Con el fin de ilustrar el procedimiento de cálculo en el análisis de estabilidad para las diferentes condiciones de carga, se enfocará la atención sobre el plano horizontal (1), en la inteligencia que lo que de él se diga habrá que decirlo para los demás planos elegidos respecto a la secuela de cálculo.

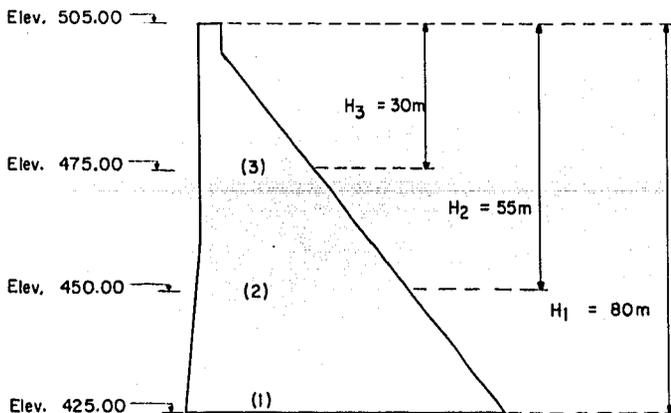


Fig. 4-3

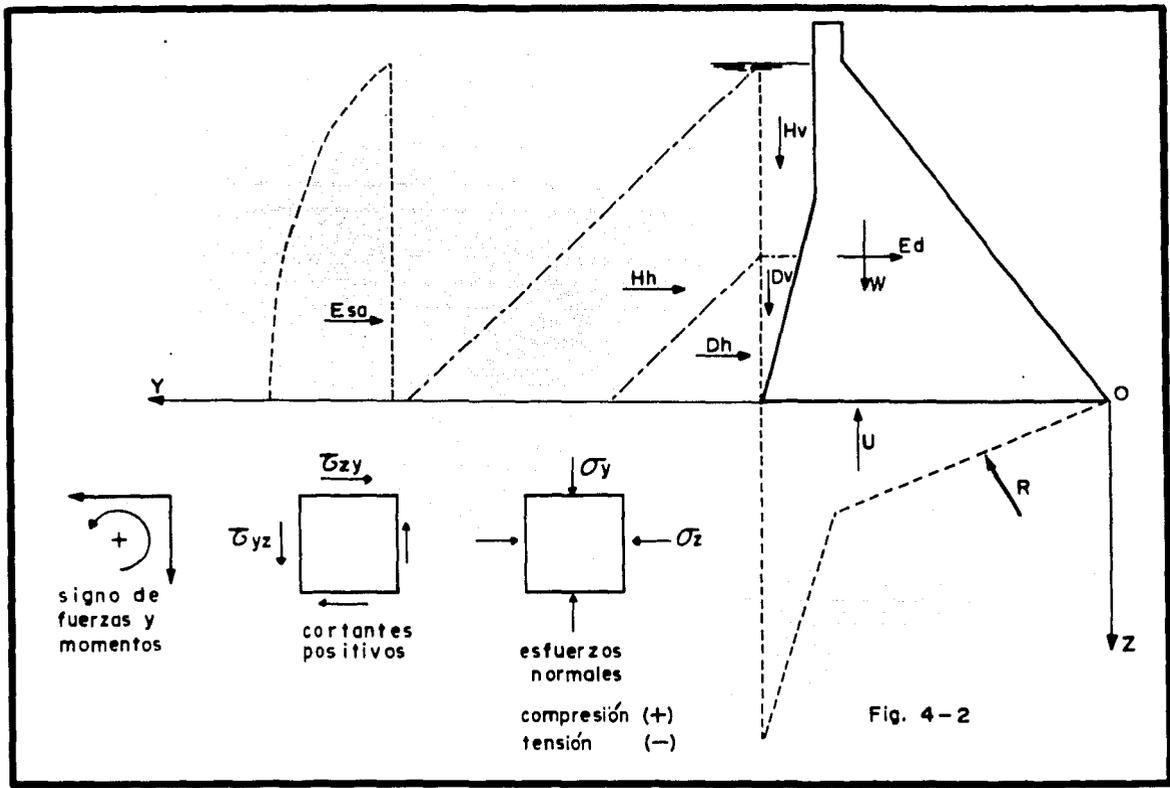


Fig. 4-2

## IV.3

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA EL  
NIVEL (1) (Elev. 425.0).

## IV.3.1

Condiciones ordinarias

a) Cálculo de la posición y magnitud de las fuerzas actuantes.

En la figura 4-4 se muestran las líneas de acción de cada una de las fuerzas actuantes, así como las dimensiones de la sección.

- Empuje hidrostático:

$$Hh = \frac{\gamma H^2}{2} = \frac{1 \times (69.27)^2}{2} = 2399.17 \text{ ton}; \quad Z = 23.09 \text{ m.}$$

- Peso del agua:

$$Hv = 3.5 \times \frac{(34.27 + 69.27)}{2} \times 1 = 181.2 \text{ ton}; \quad Y = 30.2 \text{ m.}$$

- Empuje de azolves:

$$Dh = \frac{\gamma' (hd)^2}{2} = \frac{0.36 \times (25)^2}{2} = 112.5 \text{ ton}; \quad Z = 8.33 \text{ m.}$$

- Peso de azolves

$$Dv = \frac{2.5 \times 25}{2} \times 0.92 = 28.75 \text{ ton}; \quad Y = 30.92 \text{ m.}$$

- Peso propio;  $\gamma$  concreto = 2.4 ton/m<sup>3</sup>

$$W1 = \frac{3.5 \times 35}{2} \times 2.4 = 147.0 \text{ ton}; \quad Y = 29.42 \text{ m.}$$

$$W2 = \frac{60 \times 80}{2} \times 2.4 = 5760.0 \text{ ton}; \quad Y = 10.0 \text{ m.}$$

$$W3 = \frac{6.667 \times 5}{2} \times 2.4 = 40.0 \text{ ton}; \quad Y = 26.67 \text{ m.}$$

- Subpresión

$$U = \frac{(69.27 \times 23.09)}{2} \times 6.5 + \frac{57.0 \times 23.00}{2} = 958.24 \text{ ton};$$

$$Y = 13.05 \text{ m.}$$

Línea de acción de las fuerzas actuantes  
y posición respecto al centro de gravedad.

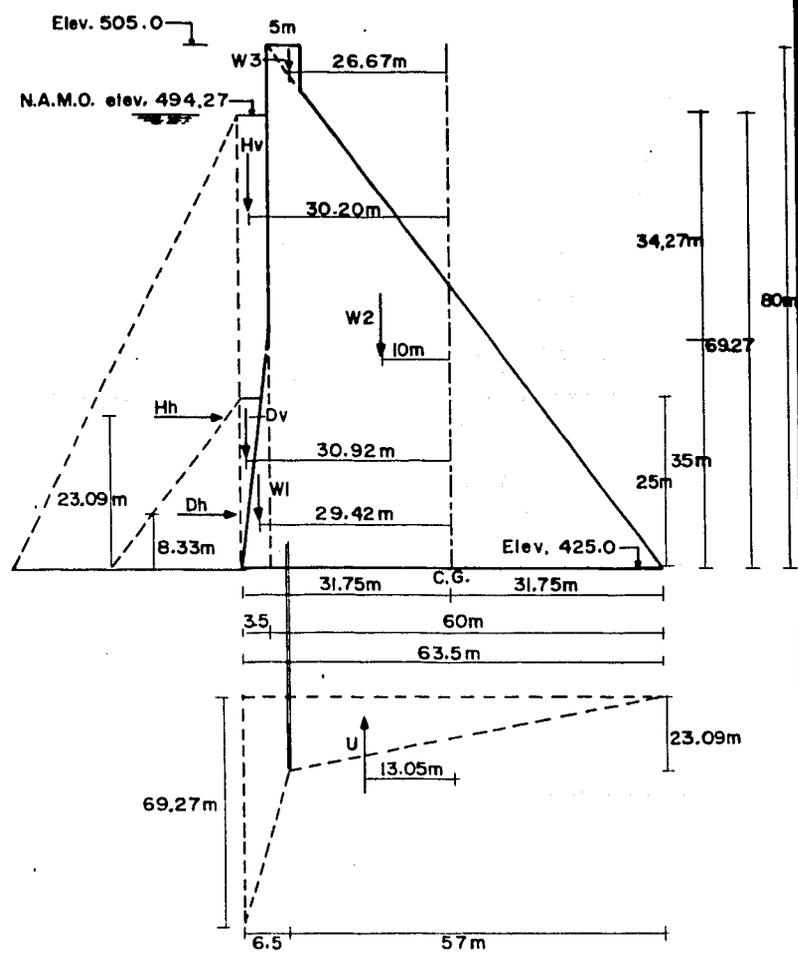


Fig. 4-4

NOTA: Las distancias de las fuerzas actuantes, son respecto al centro de gravedad de la base.

b) Cálculo de los momentos respecto al centro de gravedad.

Carga (ton)	Distancia (m)		Momento Negativo (ton-m)	Momento Positivo (ton-m)
	Y	Z		
Hh 2 399.17		23.09	55 396.84	
Dh 112.50		8.33	937.13	
Hv 181.20	30.20			5 472.24
Dv 28.75	30.92			888.95
W1 147.00	29.42			4 324.74
W2 5 760.00	10.00			57 600.00
W3 40.00	26.67			1 066.80
U 958.24	13.05		12 505.22	

F horizontales = 2 511.67 ton;

F verticales = 5 198.71 ton.

M negativo = 68 839.19 ton-m;

M positivo = 69 352.73 ton-m.

c) Estabilidad al deslizamiento (Teoría de la fricción-cortante)

Para que no haya deslizamiento se debe cumplir que F.C.

sea mayor que F.S.

Donde: F.S. es el factor de seguridad, que vale (según U.S.B.R.):

3 para condiciones de carga ordinaria; y 4 en la cimentación.

2 para condiciones de carga extraordinarias; 2.7 en la cimentación.

1 para condiciones de carga extremas; 2 en la cimentación.

F.C. se calcula con la ecuación:

$$F.C. = \frac{N \tan \phi + C A}{F_{\text{horz.}}}$$

Donde:

N = Suma de fuerzas normales o verticales

$\tan \beta$  = Fricción interna del concreto = 1.0 (U.S.B.R.).

C = Resistencia al cortante del concreto a la cimentación;  
= del concreto; igual a 0.1 de  $f_c'$  (U.S.B.R.).  
= de la roca; entre 140 y 490 ton/m<sup>2</sup> (U.S.B.R.).

A = Area de la sección horizontal a un nivel Z cualquiera al que se esté realizando el análisis.

Para el caso que nos ocupa, tomaremos los siguientes valores:

$$\tan \beta = 0.9; \quad C = 140 \text{ ton/m}^2$$

$$F.C. = \frac{5\,198.71 \times 0.9 + 140 \times 63.5}{2\,511.67} = 5.40 > 4$$

d) Cálculo de los esfuerzos de compresión.

Para calcular los esfuerzos verticales sobre planos horizontales, se utiliza la fórmula de la escuadría a flexocompresión, tomando en cuenta las fuerzas calculadas anteriormente.

Características geométricas de la base:

$$A = 63.5 \times 1 = 63.50 \text{ m}^2 \text{ área de la base.}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (63.5)^3}{12} = 21\,337 \text{ m}^4 \text{ momento de inercia de la base.}$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{63.5}{2} = 31.75 \text{ m.}$$

Posición de la resultante, de las fuerzas verticales y horizontales.

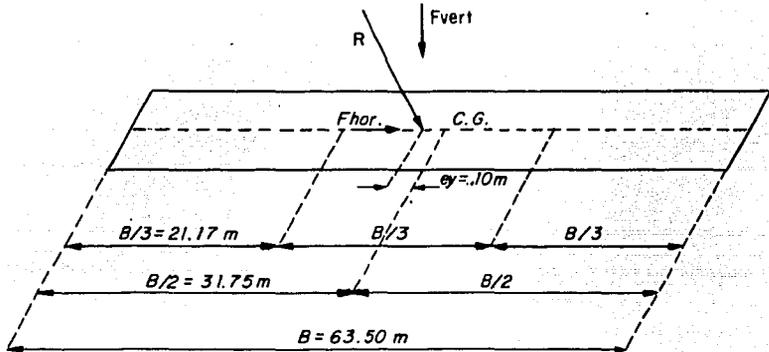
$$\text{Momento neto} = M_{\text{post.}} - M_{\text{neg.}} = 69\,352.73 - 68\,839.19 \text{ (ver b).}$$

$$M_n = 513.54 \text{ ton-m momento respecto al centro de gravedad.}$$

$$e_y = \frac{M_n}{F_{\text{vert.}}} = \frac{513.54}{5198.71} = 0.10 \text{ m a la izquierda del C.G.}$$

$$R = \sqrt{(F_{\text{horz}})^2 + (F_{\text{vert}})^2} = \sqrt{(2511.67)^2 + (5198.71)^2}$$

Resultante  $R = 5773.65 \text{ ton}$



Dado que la posición de la resultante, cae dentro del tercio medio de la sección transversal, sólo habrá esfuerzos de compresión en la base.

Elementos mecánicos:

$$N = 5198.71 \text{ ton}; \quad M_n = 513.54 \text{ ton-m.}$$

Esfuerzos verticales en los extremos de la base:

$$\sigma_z = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_z = \frac{5198.71}{63.5} \pm \frac{513.54}{21337.32} \times 31.75 = 81.87 \pm 0.76$$

Esfuerzos en el talón:  $\sigma_t = 81.87 + 0.76 = 82.63 \text{ ton/m}^2$

Esfuerzos en el pie:  $\sigma_p = 81.87 - 0.76 = 81.11 \text{ ton/m}^2$

Esfuerzo principal en el talud de aguas abajo:

$$\sigma_1 = \sigma_p (1 + K^2); \quad K = 0.75 \text{ talud aguas abajo.}$$

$$\sigma_1 = 81.11 \cdot 1 + (0.75)^2 = 126.73 \text{ ton/m}^2$$

Revisión de esfuerzos permisibles:

$$\sigma_{\text{perm.}} = \frac{fc'}{F.S.} \quad \text{Esfuerzo normal de compresión máximo permisible a los 90 días; según U.S. B.R.}$$

$$fc' = 150 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_{\text{perm.}} = \frac{150}{4} = 37.5 \text{ kg/cm}^2 = 375 \text{ ton/m}^2$$

Como puede observarse, los esfuerzos en la base son menores que el permisible.

- e) Cálculo de los esfuerzos mínimos de compresión (tensiones permisibles)

Para el cálculo de esfuerzos mínimos se emplea la siguiente

ecuación:

$$\sigma_{za} = p(b_d a) - \frac{ft'}{F.S.}$$

Donde:

$(b_d a)$  = Subpresión máxima.

$p$  = Término de reducción de subpresión; igual a uno si no hay drenes, y de 0.4 si los hay.

$ft'$  = Resistencia última a la tensión; en el concreto igual a  $0.05 fc'$  a los 90 días.

El momento negativo sin subpresión vale ahora: (ver tabla en b).

$$M_{\text{neg.}} = 68\,839.19 - 12\,505.22$$

$$M_{\text{neg.}} = 56\,333.97 \text{ ton-m}; \quad M_{\text{post.}} = 69\,352.73 \text{ ton-m.}$$

Como no se consideraron los efectos de la subpresión, tenemos que:

$$F_{\text{vert.}} = 5\,198.71 + 958.24 = 6\,156.95 \text{ ton}$$

Donde:  $U = 958.24 \text{ ton}$  y debe sumarse a la  $F_{\text{vert.}}$  total.

$$\text{Momento neto: } M_n = M_{\text{post.}} - M_{\text{neg.}} = 69\,352.73 - 56\,333.97$$

$$M_n = 13\,018.76 \text{ ton-m.}$$

Cálculo del esfuerzo sin subpresión en el talón de la presa.

$$\sigma_{zu} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}y; \quad \frac{6\,156.95}{63.5} + \frac{13\,018.76}{21\,337.32} \times 31.75 = 116.33 \text{ ton/m}^2$$

La resistencia última a la tensión es:  $f_t' = 0.05 \times 150 = 7.5 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{za} = 0.4 \times 1 \times 69.27 - \frac{75}{4} = 8.96 \text{ ton/m}^2$$

no sólo no se admiten tensiones; (este resultado quiere decir que se requiere un esfuerzo vertical mínimo en el talón de  $8.96 \text{ ton/m}^2$  de compresión).

$$\sigma_{zu} > \sigma_{za}$$

El esfuerzo de compresión sin subpresión es mayor que el esfuerzo de subpresión, por lo tanto no hay peligro de agrietamiento.

#### IV.3.2.- Condiciones extraordinarias "B"

a). - Cálculo de la magnitud de las fuerzas actuantes y su posición.

Las fuerzas que actúan en este caso, son las mismas calculadas para la condición anterior, con la salvedad de que en este caso deben considerarse los efectos del sismo.

Anteriormente se han mostrado en las figuras 4.1-a y 4.1-b las distribuciones de los empujes sísmicos tanto en la presa como en el agua.

En este insico únicamente se calcularán los efectos del sismo, ya que las demás fuerzas son las mismas.

- Sismo en el cuerpo de la presa

Este efecto se calcula con la fórmula:  $E_d = \alpha W$ .

$\alpha$  es el coeficiente sísmico de la región; que para nuestro caso vale 0.08, según la carta de zonas sísmicas de la República Mexicana. El valor de  $\alpha = 0.08$  se tomará constante en toda la sección.

$$E_{d1} = \alpha \times W1 = 0.08 \times 147.0 = 11.76 \text{ ton} \quad Z1 = 11.67 \text{ m}$$

$$E_{d2} = \alpha \times W2 = 0.08 \times 5760.0 = 460.80 \text{ ton}; Z2 = 26.67 \text{ m}$$

$$E_{d3} = \alpha \times W3 = 0.08 \times 40.0 = 3.20 \text{ ton}; Z3 = 77.78 \text{ m}$$

- Sismo en el agua

La fórmula a utilizar es

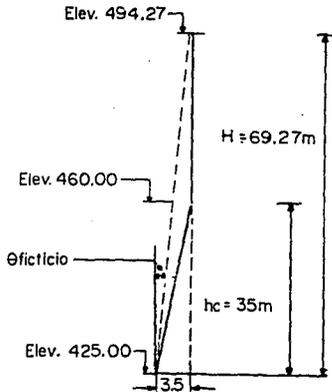
$$E_{sa} = a \frac{C_m}{2} \times (h_a) \alpha H^2 \sec \theta. \text{ Empuje por sismo aplicado a}$$

una distancia  $h_{sa} = bh$ , a partir del nivel de análisis.

Para la relación  $h/H = 1$ ;  $a = 1.43$ ;  $b = 0.402$ .

Como  $h_c > \frac{H}{2}$   $\theta = \theta$  ficticio.

- Cálculo de  $\theta$  ficticio.- En la figura que se presenta a continuación tenemos el paramento de aguas arriba de la presa, que es donde se determina el valor de  $\theta$  ficticio.



$$\tan \theta_{\text{ficticio}} = \frac{3.5}{69.27} = 0.051$$

$$\theta_{\text{ficticio}} = \tan^{-1}(0.051) = 2.839^\circ$$

como  $\theta_{\text{ficticio}} = 2.839^\circ$

$C_m = 0.710$  valor interpolado

(Los valores de a, b y  $C_m$ , se obtuvieron del anexo IV-1)

Sustituyendo en Esa.

$$\begin{aligned} \text{Esa} &= 1.43 \times \frac{0.710}{2} \times 1 \times 0.08 \times (69.27) \times \sec 2.893^\circ \\ &= 195.06 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$h_{sa} = h_b = 0.402 \times 69.27 = 27.85 \text{ m.}$$

b) Cálculo de momentos respecto al centro de gravedad.

Carga (ton)	Distancia (m)		Momento negativo (ton-m)	Momento positivo (ton-m)
	Y	Z		
Hh	2 399.17	23.09	55 396.84	
Dh	112.50	8.33	937.13	
Ed1	11.76	11.67	137.24	
Ed2	460.80	26.67	12 289.54	
Ed3	3.20	77.78	248.90	
Esa	195.06	27.85	5 432.42	
Hv	181.20	30.20		5 472.24
Dv	28.75	30.92		888.95
W1	147.00	29.42		5 472.24
W2	5 760.00	10.00		57 600.00
W3	40.00	26.67		1 066.80
U	958.24	13.05	12 505.22	

F horizontales = 3 182.49 ton; F verticales = 5 198.71 ton  
 M negativo = 86 947.29 ton-m; M positivo = 69 352.73 ton-m.

c) Estabilidad al deslizamiento (teoría de la fricción cortante).

$$F.C. = \frac{N \tan \theta + C A}{F_{\text{horz.}}}; \quad \tan \theta = 0.9; \quad C = 140 \text{ ton/m}^2;$$

$$A = 63.5 \text{ m}^2$$

$$F.C. = \frac{5 198.71 \times 0.9 + 140 \times 63.5}{3 182.49} = 4.26 > 2.7$$

d) Cálculo de esfuerzos de compresión

Características geométricas de la base

$$A = 63.5 \times 1 = 63.50 \text{ m}^2; \quad \text{área de la base.}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (63.5)^3}{12} = 21 337.32 \text{ m}^4$$

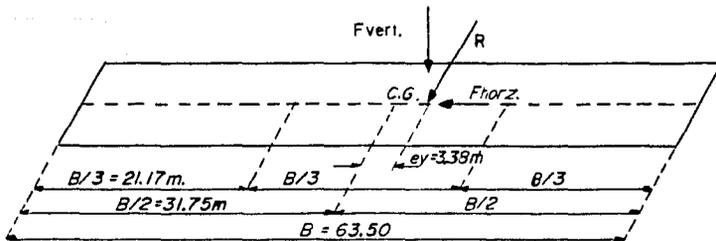
Posición de la resultante, de las fuerzas verticales y horizontales:

$$R = \sqrt{(F_h)^2 + (F_v)^2} = \sqrt{(3 182.49)^2 + (5 198.71)^2} = 6 095.48 \text{ ton.}$$

$$\text{Momento neto} = M_{\text{post.}} - M_{\text{neg.}} = 69 352.71 - 86 947.29$$

$$M_n = -17 594.58 \text{ ton-m.} \quad \text{Momento respecto al centro de gravedad.}$$

$$e_y = \frac{M_{\text{neto}}}{F_{\text{vert}}} = \frac{-17 594.58}{5 198.71} = -3.38 \text{ m a la derecha del C.G.}$$



Como la posición de la resultante, cae dentro del tercio medio de la sección transversal, sólo habrá esfuerzos de compresión en la base.

- Elementos mecánicos:

$$N = 5\,198.71 \text{ ton}; \quad M_n = 17\,594.58 \text{ ton-m};$$

- Esfuerzos verticales en los extremos de la base

$$\sigma_z = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_z = \frac{5\,198.71}{63.5} \pm \frac{(-17\,594.58)}{21\,337.32} \times 31.75 = 81.87 \pm (-26.18)$$

- Esfuerzos en el talón =  $\sigma_t = 81.87 + (-26.18) = 55.69 \text{ ton/m}^2$

- Esfuerzos en el pie =  $\sigma_p = 81.87 - (-26.18) = 108.05 \text{ ton/m}^2$

- Esfuerzos principales en el talud de aguas abajo:

$$\sigma_1 = \sigma_p (1 + K^2) = 0.75 \text{ talud aguas abajo.}$$

$$\sigma_1 = 108.05 (1 + 0.75^2) = 168.83 \text{ ton/m}^2.$$

- Revisión de esfuerzos permisibles.

$$\sigma_{\text{perm.}} = \frac{f_c'}{F.S.} = \frac{150.0}{2.7} = 55.6 \text{ kg/cm}^2 = 556 \text{ ton/m}^2$$

De lo anterior, puede deducirse que los esfuerzos en la base son menores que los permisibles.

e) Cálculo de los esfuerzos mínimos de compresión (tensiones permisibles).

$$\sigma_{za} = p(bd)H_a - \frac{ft'}{F.S.}$$

El momento negativo, sin subpresión (ver inciso b), vale ahora:

$$M_{\text{neg.}} = 86\,947.29 - 12\,505.22$$

$$M_{\text{neg.}} = 74\,442.07 \text{ ton-m}; \quad M_{\text{post.}} = 69\,352.73 \text{ ton-m.}$$

Como no se consideran efectos de subpresión, tenemos que:

$$F_{\text{vert.}} = 5\,198.71 + 958.24 = 6\,156.95 \text{ ton.}$$

Donde:  $U = 958.24 \text{ ton}$  y debe sumarse a la  $F_{\text{vert.}}$  total.

$$M_{\text{neto}} = M_{\text{post.}} - M_{\text{neg.}} = 69\,352.73 - 74\,442.07 = -5\,089.34 \text{ ton-m.}$$

- Cálculo del esfuerzo sin subpresión en el talón de la presa:

$$\sigma_{zu} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{6\,156.95}{63.5} + \frac{(-5\,089.34)}{21\,337.32} \times 31.75 = 89.39 \text{ ton/m}^2$$

La resistencia última a la tensión es:  $f_t' = 0.05 \times 150 = 7.5 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{za} = 0.4 \times 1 \times 69.27 - \frac{75}{2.7} = -0.07 \text{ ton/m}^2$$

El signo negativo nos indica que la resistencia última a la tensión del concreto, es capaz de resistir el esfuerzo de subpresión en el talón de la presa. Por lo tanto no existe peligro de agrietamiento por este concepto.

$$(\sigma_{zu} > \sigma_{za} \text{ o sea } 89.39 > -0.07)$$

En los cuadros que se muestran a continuación, se indican los resultados obtenidos para los otros niveles propuestos en esta tesis.

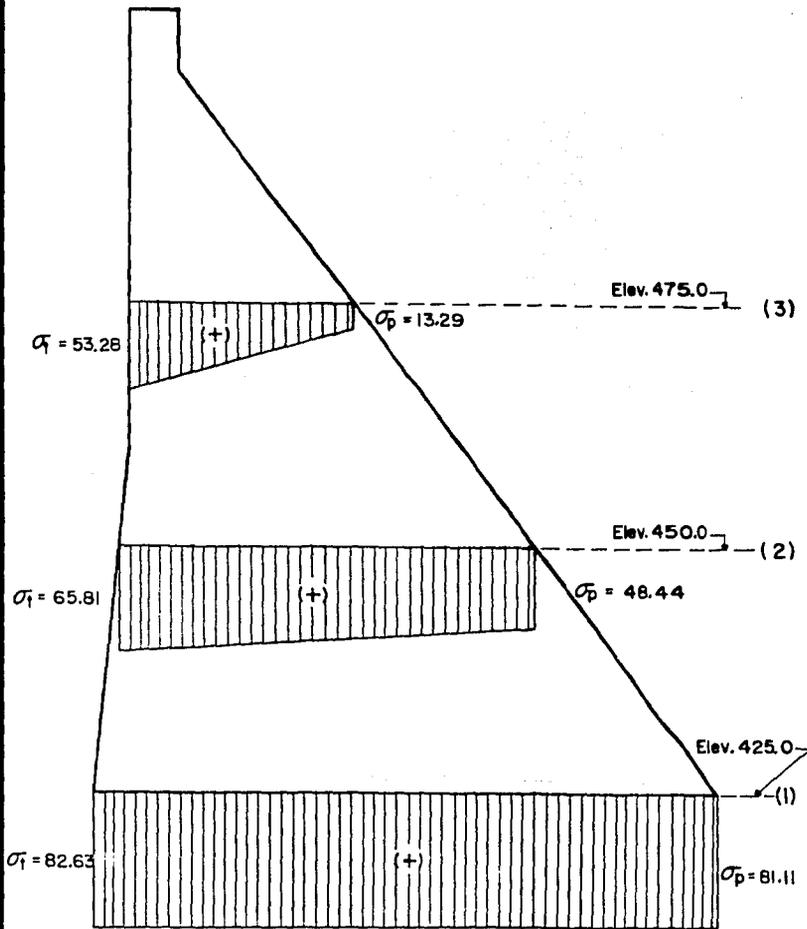
## CONDICIONES ORDINARIAS

Nivel de Análisis	CARGAS EN (TON)			Posición respecto al C.G. en (m).		Momento negativo (ton-m)	Momento positivo (ton-m)	FUERZAS Y MOMENTOS		CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
				Z	Y								
Elev. 425.0	Empuje hidrostático Hh 2399.17			23.09	8.33	55 396.84	937.13	CON SUBPRESION		Fricción Cortante F.C. = 5.40 > 4 Esfuerzo en el talón $\sigma_t = 82.63 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo en el pie $\sigma_p = 81.11 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo principal $\sigma_I = 126.73 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo sin subpresión $\sigma_{zu} = 116.33 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo de subpresión $\sigma_{za} = 8.96 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo permisible $\sigma_{z'} = 375.00 \text{ tn/m}^2$			
	Empuje de azolves Dh 112.50												
	Peso del agua Hv 181.20			30.20			5 472.24	Fhorz. 2 511.67 ton.	Fvert. 5 198.71 ton.				
	Peso de azolves Dv 28.75			30.92			888.95	Mneg. 68 839.19 ton-m.	Mpost. 69 352.73 ton-m.				
	Peso propio { W1 147.00 W2 5 760.00 W3 40.00			29.42			4 324.74	Mneto 5 13.54 ton-m.	Result. 5 573.65 ton.				
				10.00			57 600.00	Excentr. 0.10 m.					
				26.67			1 066.80	SIN SUBPRESION					
	Subpresión U 958.24			13.05		12 505.22		Fhorz. 2 511.67 ton.	Fvert. 6 156.95 ton.		Mneg. 56 333.97 ton-m.	Mpost. 69 352.73 ton-m.	Mneto 13 018.76 ton-m.
	Elev. 450.0	Empuje hidrostático Hh 979.92			14.76	0.00	14 463.62		CON SUBPRESION		Fricción Cortante F.C. = 10.56 > 3 Esfuerzo en el talón $\sigma_t = 65.81 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo en el pie $\sigma_p = 48.44 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo principal $\sigma_I = 75.68 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo sin subpresión $\sigma_{zu} = 86.27 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo de subpresión $\sigma_{za} = -7.29 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo permisible $\sigma_{z'} = 500.00 \text{ tn/m}^2$		
		Empuje de azolves Dh 0.00											
Peso del agua Hv 39.27			21.10			828.60	Fhorz. 979.92 ton.	Fvert. 2 413.42 ton.					
Peso de azolves Dv 0.00			0.00				Mneg. 17 918.64 ton-m.	Mpost. 20 502.52 ton-m.					
Peso propio { W1 12.00 W2 2 722.50 W3 40.00			20.96			251.52	Mneto 2 583.88 ton-m.	Result. 2 604.77 ton.					
			6.88			18 730.80	Excentr. 1.07 m.						
			17.29			691.60	SIN SUBPRESION						
Subpresión U 400.35			8.63		3 455.02		Fhorz. 979.92 ton.	Fvert. 2 813.77 ton.	Mneg. 14 463.62 ton-m.	Mpost. 20 502.52 ton-m.		Mneto 6 038.90 ton-m.	
Elev. 475.0		Empuje hidrostático Hh 185.67			6.42	0.00	1 192.00		CON SUBPRESION			Fricción Cortante F.C. = 27.08 > 3 Esfuerzo en el talón $\sigma_t = 53.28 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo en el pie $\sigma_p = 13.29 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo principal $\sigma_I = 20.73 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo sin subpresión $\sigma_{zu} = 63.41 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo de subpresión $\sigma_{za} = -17.29 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo permisible $\sigma_{z'} = 500.00 \text{ tn/m}^2$	
		Empuje de azolves Dh 0.00											
	Peso del agua Hv 0.00			0.00				Fhorz. 185.67 ton.	Fvert. 748.87 ton.				
	Peso de azolves Dv 0.00			0.00				Mneg. 1 667.31 ton-m.	Mpost. 3 354.30 ton-m.				
	Peso propio { W1 0.00 W2 810.00 W3 40.00			0.00				Mneto 1 696.99 ton-m.	Result. 771.54 ton.				
				0.00			3 037.50	Excentr. 2.95 m.					
				3.75			316.80	SIN SUBPRESION					
	Subpresión U 101.13			4.70		475.31		Fhorz. 185.67 ton.	Fvert. 850.00 ton.	Mneg. 1 192.14 ton-m.	Mpost. 3 354.30 ton-m.		Mneto 2 162.16 ton-m.

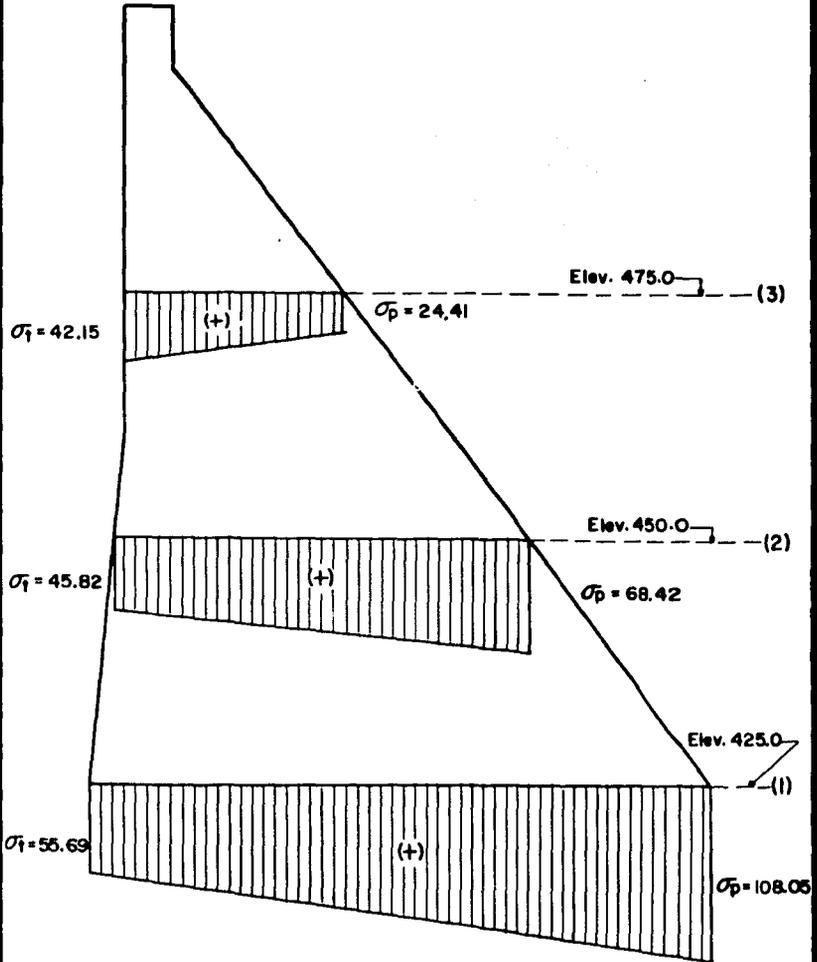
**CONDICIONES EXTRAORDINARIAS (B)**

Nivel de Análisis	CARGAS EN (ton.)			Posición respecto al C.G. en (m)		Momento negativo (ton-m)	Momento positivo (ton-m)	FUERZAS Y MOMENTOS		CONDICIONES DE ESTABILIDAD					
				Z	Y										
Elev. 425.0	Empuje hidrostático	Hh	2399.17	23.09		55396.84		CON SUBPRESION		Fricción Cortante F.C. = 4.26 > 2.7 Esfuerzo en el talón $\sigma_t = 55.69 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo en el pie $\sigma_p = 108.05 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo principal $\sigma_I = 168.83 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo sin subpresión $\sigma_{zu} = 89.39 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo de subpresión $\sigma_{za} = -9.79 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo permisible $\sigma_{z'} = 556.00 \text{ tn/m}^2$					
	Empuje de azolves	Dh	112.50					8.33	30.20		937.13	5472.24	Fhorz.	3182.49 ton.	
	Peso del agua	Hv	181.20	29.42	10.00	4324.74	Fvert.						5198.71 ton.		
	Peso de azolves	Dv	28.75				26.67	13.05	1066.80		Mneg.	86947.29 ton-m.			
	Peso propio	W1	147.00	11.67	13.05	12505.22					57600.00	Mpost.	69352.73 ton-m.		
		W2	5760.00				12289.54	248.90	5432.42			Mneto	-17594.58 ton-m.		
		W3	40.00									27.85	137.24	132.24	Result.
	Subpresión	U	958.24	26.67	13.05	12289.54	1066.80	Excentr.	3.38 m.						
	Sismo en la presa	Ed1	11.76					77.78	13.05		12289.54	1066.80	SIN SUBPRESION		
		Ed2	460.80	5432.42	137.24	12289.54	Fhorz.						3182.49 ton.		
	Sismo en el agua	Ed3	3.20				27.85	13.05	12289.54		1066.80	Fvert.	6156.95 ton.		
		Esu	195.06	27.85	13.05	12289.54						1066.80	Mneg.	74442.07 ton-m.	
										Mpost.	69352.73 ton-m.				
							Mneto	-5089.34 ton-m.							
Elev. 450.0	Empuje hidrostático	Hh	979.92	14.76		14463.62		CON SUBPRESION		Fricción Cortante F.C. = 7.93 > 2 Esfuerzo en el talón $\sigma_t = 45.82 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo en el pie $\sigma_p = 68.42 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo principal $\sigma_I = 106.74 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo sin subpresión $\sigma_{zu} = 66.91 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo de subpresión $\sigma_{za} = -57.29 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo permisible $\sigma_{z'} = 750.00 \text{ tn/m}^2$					
	Empuje de azolves	Dh	0.00					0.00	21.10		828.60	251.52	Fhorz.	1305.41 ton.	
	Peso del agua	Hv	39.27	0.00	6.88	18730.80	691.60						Fvert.	2413.42 ton.	
	Peso de azolves	Dv	0.00					8.63	3.20		3455.02	18730.80	Mneg.	23864.07 ton-m.	
	Peso propio	W1	12.00	3.33	3.20	3992.27	18730.80						691.60	Mpost.	20502.52 ton-m.
		W2	2722.50					18.33	168.90		1781.06	93.47		Mneto	-3361.55 ton-m.
		W3	40.00											52.78	168.90
	Subpresión	U	400.35	17.22	3.20	3992.27	18730.80	691.60	Excentr.		1.39 m.				
	Sismo en la presa	Ed1	0.96						18.33		3.20	3992.27	18730.80	691.60	SIN SUBPRESION
		Ed2	217.80	1781.06	168.90	1781.06	93.47	Fhorz.							1305.41 ton.
	Sismo en el agua	Ed3	3.20					17.22	3.20		3992.27	18730.80	691.60	Fvert.	2813.77 ton.
		Esa	103.43	17.22	3.20	3992.27	18730.80							691.60	Mneg.
											Mpost.	20502.52 ton-m.			
							Mneto	93.47 ton-m.							
Elev. 475.0	Empuje hidrostático	Hh	185.67	6.42		1192.00		CON SUBPRESION		Fricción Cortante F.C. = 1.789 > 2 Esfuerzo en el talón $\sigma_t = 42.15 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo en el pie $\sigma_p = 24.41 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo principal $\sigma_I = 38.08 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo sin subpresión $\sigma_{zu} = 52.28 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo de subpresión $\sigma_{za} = -67.29 \text{ tn/m}^2$ Esfuerzo permisible $\sigma_{z'} = 750.00 \text{ tn/m}^2$					
	Empuje de azolves	Dh	0.00					0.00	0.00		3037.50	316.80	Fhorz.	280.96 ton.	
	Peso del agua	Hv	0.00	0.00	3.75	3037.50	316.80						Fvert.	748.87 ton.	
	Peso de azolves	Dv	0.00					7.92	4.70		475.31	3037.50	316.80	Mneg.	2606.16 ton-m.
	Peso propio	W1	0.00	0.00	4.70	475.31	3037.50							316.80	Mpost.
		W2	810.00					10.00	88.90		201.95	1223.45	Mneto		748.14 ton-m.
		W3	40.00										27.78		88.90
	Subpresión	U	101.13	10.00	27.78	201.95	1223.45	1223.45	Excentr.		1.00 m.				
	Sismo en la presa	Ed1	0.00						27.78		27.78	201.95	1223.45	1223.45	SIN SUBPRESION
		Ed2	64.80	1223.45	1223.45	1223.45	1223.45	Fhorz.							280.96 ton.
	Sismo en el agua	Ed3	3.20					7.40	4.70		475.31	3037.50	316.80	Fvert.	850.00 ton.
		Esa	27.29	7.40	4.70	475.31	3037.50							316.80	Mneg.
											Mpost.	3354.30 ton-m.			
							Mneto	1223.45 ton-m.							

DIAGRAMAS DE ESFUERZOS SOBRE LOS NIVELES ANALIZADOS  
(CONDICIONES ORDINARIAS)



DIAGRAMAS DE ESFUERZOS SOBRE LOS NIVELES ANALIZADOS  
(CONDICIONES EXTRAORDINARIAS B)



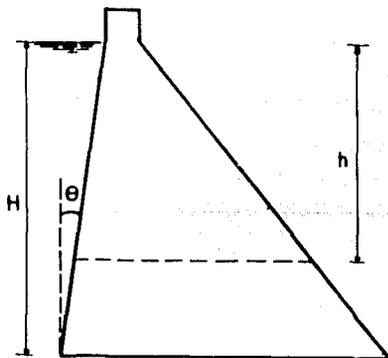
h/H	a	b
0.0	0.00	0.389
0.1	0.04	0.385
0.2	0.11	0.384
0.3	0.22	0.384
0.4	0.36	0.385
0.5	0.51	0.386
0.6	0.68	0.388
0.7	0.86	0.390
0.8	1.05	0.393
0.9	1.24	0.397
1.0	1.43	0.402

$\theta$	$C_m$
0°	0.73
10°	0.67
20°	0.61
30°	0.54
40°	0.47

Esa = Empuje del agua  
debido al sismo.

$$Esa = a \frac{C_m}{2} \gamma_a H^2 \sec \theta;$$

$$hsa = bh$$



ANEXO IV-1

# capítulo V

## OBRA DE EXCEDENCIAS

### 5.1 OBJETO

El tema del presente capítulo será el anteproyecto de la obra de excedencias.

Como ya se ha visto queda localizada en el cuerpo de la presa constituyendo el vertedor de demasías.

La finalidad de la obra de excedencias es descargar los volúmenes de agua que no pueden almacenarse dentro de la capacidad útil de un vaso almacenador. En las presas derivadoras dicha obra descarga las aguas que no son derivadas al sistema de aprovechamiento.

Para tal objeto la obra de excedencias debe tener capacidad hidráulica suficiente, y su descarga estar localizada de manera que no erosione alguna estructura de la presa.

Para determinar la capacidad de descarga de la obra de excedencias debe estudiarse el tránsito de la avenida de diseño por el vaso suponiendo que, cuando ocurre esta avenida, se encuentra llena la presa hasta la capacidad útil.

## 5.2

### ESTRUCTURAS COMPONENTES DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

Como resultado de los estudios del tránsito de la venida de diseño a través del vaso, se obtiene la carga máxima  $H_{m\acute{a}x.}$  y el gasto máximo  $Q_{m\acute{a}x.}$ , para el cual deben dimensionarse las diferentes estructuras que forman la obra de excedencias.

Para el caso en que la obra de excedencias se encuentre en el cuerpo de la presa, las estructuras que componen esta obra son: Estructura de control, conducto de descarga y estructura terminal.

5.2.1 - Estructura de control. Regula los derrames del vaso y es en consecuencia el principal componente de la obra de excedencias. La curva de funcionamiento de gastos-cargas de la estructura puede ser fija o variable, según que sea de cresta libre o controlada por compuertas.

5.2.2 - Conducto de descarga. Los volúmenes liberados por la estructura de control se conducen al río aguas abajo de la presa a través de esta estructura; la cual está constituida por el mismo cuerpo de la presa y unos muros de encauce hacia la estructura terminal.

5.2.3 - Estructura terminal. Los volúmenes derramados por la obra de excedencias convierten su energía potencial, representada por el nivel del agua en el vaso, en energía cinética cuando se conducen a la plantilla del río aguas abajo de la presa.

Es por ello que se hace necesario diseñar un dispositivo adosado al cuerpo de la presa o formando parte de ella, con el objeto de disipar la energía de velocidad del escurrimiento en el vertedor y entregar el flujo del agua al cauce natural del río con velocidades que no ocasionen deterioro a las estructuras que forman la derivación.

Otra variante es que el agua puede descargarse a altas velocidades directamente al río por medio de cubetas de lanzamiento; procurando que el chorro despegue hasta un sitio en que sus efectos, como la erosión y la socavación, ya no sean peligrosos para la estabilidad de la presa.

De acuerdo con su funcionamiento existen dos tipos de vertedores: los de cresta controlada mediante compuertas y los de cresta libre; éstos últimos pueden a su vez ser de eje curvo o de eje recto.

Como el tipo de vertedor utilizado en este caso es de cresta libre con su eje recto, únicamente nos referiremos a este tipo.

En estos vertedores la descarga se produce directamente de la cresta vertedora al lecho del cauce. La estructura de excedencias de un vertedor de este tipo tiene la forma de la superficie inferior de la lámina vertiente de un vertedor de cresta delgada ventilado cuando el gasto corresponda a la capacidad máxima de diseño del vertedor.

El perfil de esta curva se hace tangente a un talud, y una curva al final de este talud dirige el flujo hacia la estructura terminal.

Existen varios métodos para determinar el perfil de un vertedor, los cuales están en función de la carga sobre la cresta y de la velocidad de llegada.

### 5.3 DATOS DE DISEÑO

Después de mencionar algunos aspectos generales de los vertedores y de acuerdo con los datos de proyecto que aparecen en el Capítulo II para el diseño de la obra de excedencias, se cuenta con la siguiente información:

- Gasto máximo de descarga	11 430.0 m <sup>3</sup> /s
- Carga máxima sobre la cresta	8.84 m
- Longitud de la cresta vertedora	210.00 m
- Elevación N.A.M.E.	503.11 m
- Elevación N.A.M.O.	494.27 m
- Elevación de cresta	494.27 m

#### 5.3.1 Longitud y perfil de cresta vertedora

Del estudio hidrológico y tránsito de la avenida máxima probable, se recomendó un vertedor con longitud de cresta  $L = 210.0$  m.

El perfil de la cresta vertedora se calculará como perfil Creager adaptado a círculos osculadores de acuerdo con los estudios del Ing. Rubén Villa Medina.

Para calcular su geometría, se multiplican los valores de las tablas calculados por el Ing. Villa por la carga sobre el vertedor, ya que dichos valores están dados por unidad de carga sobre el vertedor.

En el Anexo V-1 se muestran las tablas mencionadas.

La carga sobre el vertedor se determinó con el tránsito de la avenida máxima probable, la cual resultó de 8.84 m.

En la figura 5-1 se muestra el perfil del cimacio.

#### 5.4

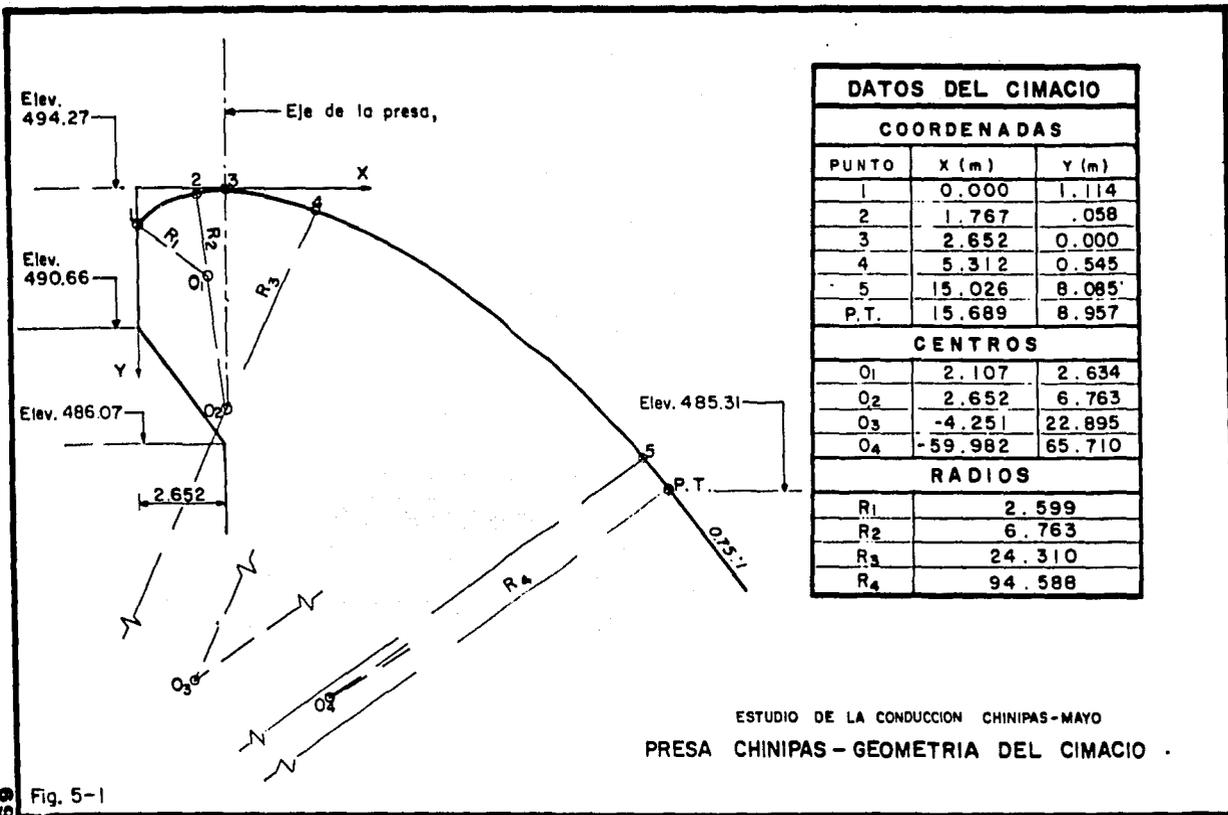
#### CALCULO DE LOS TIRANTES EN EL VERTEDOR

Es necesario calcular los tirantes del agua sobre el perfil del vertedor para un gasto máximo  $Q_{\text{máx.}} = 11\,430.0 \text{ m}^3/\text{s}$ , a fin de determinar la velocidad del agua a la salida de la "nariz" con el objeto de poder calcular la longitud del salto de esquí y dimensionar la altura de los muros laterales de encauce para que el agua no se salga. El cálculo se efectúa de la siguiente manera:

Los tirantes entre la cresta y el P.T1, se determinan calculando la lámina superior sobre el cimacio según Creager. A partir del P.T1, se calculan aplicando el teorema de Bernoulli; para el caso en que la pendiente del canal sea tal que no se pueda confundir el seno con la tangente del ángulo  $\theta$ , los tirantes se miden normales a la Plantilla del canal (ver figura 5-2).

De la ecuación de Bernoulli se debe cumplir que:

$$H_6 = Z_6 + Y_6 \cos \theta + \frac{(V_6)^2}{2g} = Y_7 \cos \theta + \frac{(V_7)^2}{2g} + H_{\text{pérdidas}}$$



69 Fig. 5-1

ESTUDIO DE LA CONDUCCION CHINIPAS-MAYO  
PRESA CHINIPAS - GEOMETRIA DEL CIMACIO .

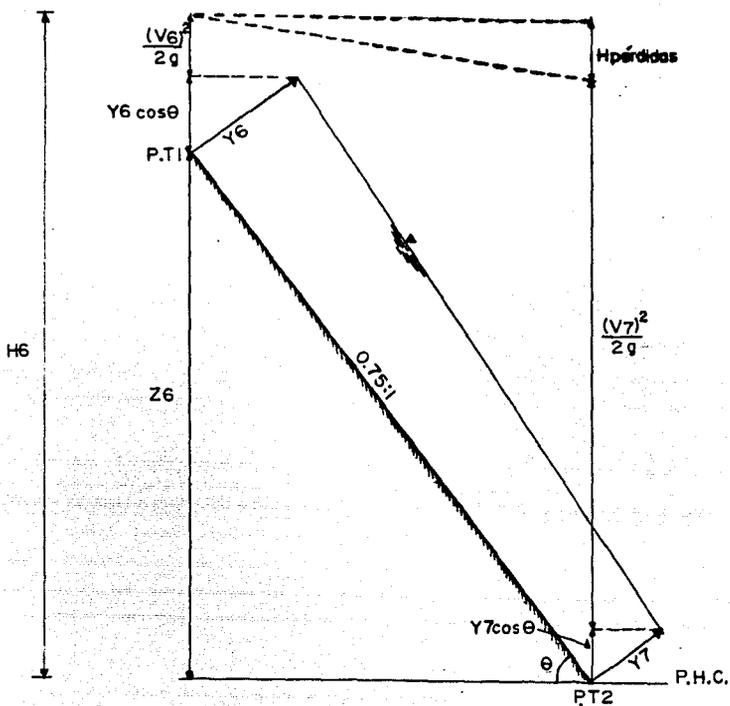


Fig. 5-2

De la figura 5-2, tenemos:

$$\tan \theta = \frac{1}{0.75}; \quad \theta = \text{ang tan } (1/0.75) = 53.13^\circ; \quad \cos \theta = 0.60$$

Cálculo de los tirantes hasta el P.T1.

Se utiliza la tabla elaborada por Creager que da las coordenadas de las láminas superior e inferior para una carga unitaria, sin considerar velocidad de

**llegada.**

Para nuestro caso, la carga sobre el vertedor es de 8.84 m. Los valores de la tabla de Creager se multiplican por 8.84, para tener los valores de las coordenadas (ver tablas 5-1 y 5-2).

En la figura 5-3 se muestra la sección del cimacio, en el cual se ha trazado el perfil del agua.

COORDENADAS Para H = 1 m	
X	Y
0.00	- 0.831
0.10	- 0.803
0.20	- 0.772
0.30	- 0.740
0.40	- 0.702
0.60	- 0.620
0.80	- 0.511
1.00	- 0.380
1.20	- 0.219
1.40	- 0.030
1.70	0.305
2.00	0.693
2.50	1.500

TABLA 5-1

COORDENADAS Para H = 8.84 m	
X	Y
0.00	- 7.346
0.884	- 7.099
1.766	- 6.824
2.652	- 6.542
3.536	- 6.206
5.304	- 5.481
7.072	- 4.517
8.840	- 3.359
10.608	- 1.936
12.376	- 0.265
15.028	2.696
17.680	6.126
22.100	13.260

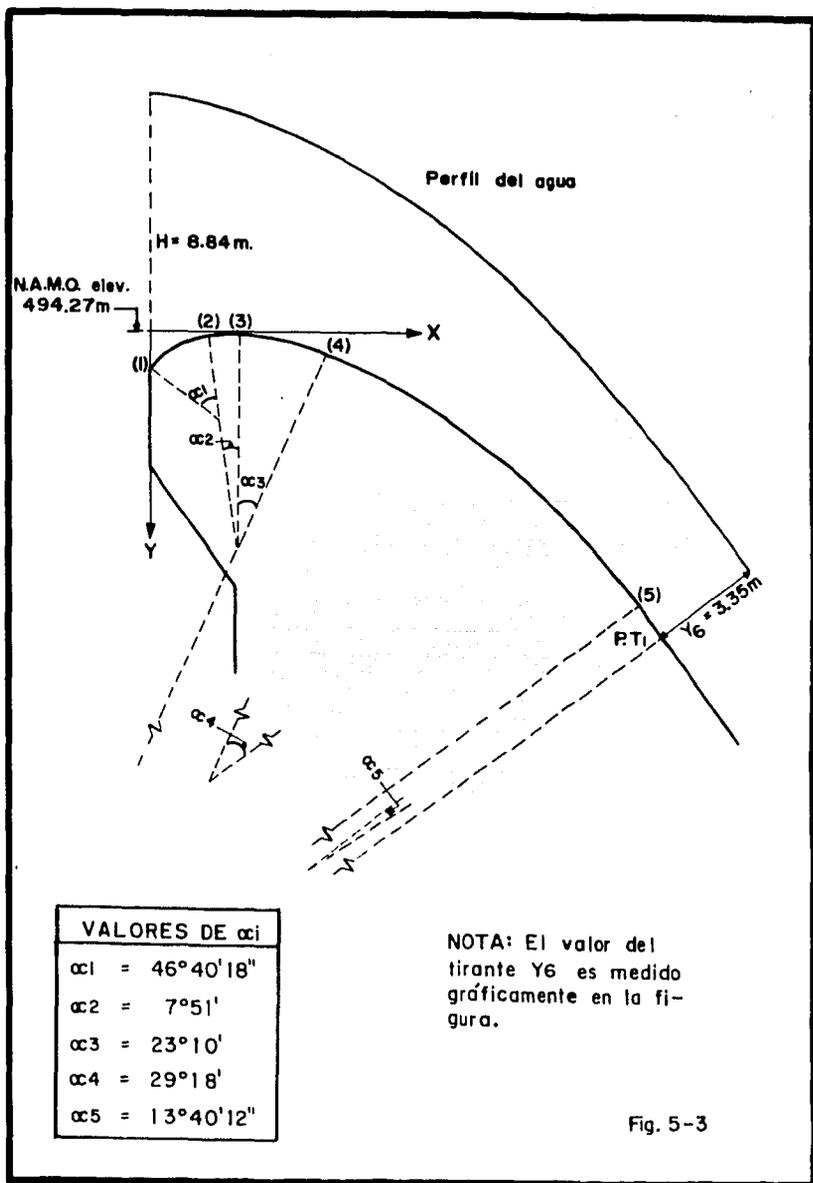
TABLA 5-2

Cálculo de los tirantes a partir del punto P.T1 (sección 6).

Se calculan aplicando el teorema de Bernoulli en la forma explicada anteriormente. En la figura 5-4 se tiene el dibujo de la geometría de la rápida y cubeta deflectora, en la cual se anotan las secciones en donde se calculan los tirantes del agua.

Sea la sección (6) correspondiente al PT1. (punto de tangencia del cimacio con el talud de aguas abajo de la presa), y la sección (7) al PT2. (punto de tangencia del talud de aguas abajo de la presa con la cubeta de la misma).

El tirante en la sección (6) es  $Y_6 = 3.35$  m medido gráficamente en el perfil del agua.



# GEOMETRIA DE LA RAPIDA Y CUBETA DEFLECTORA

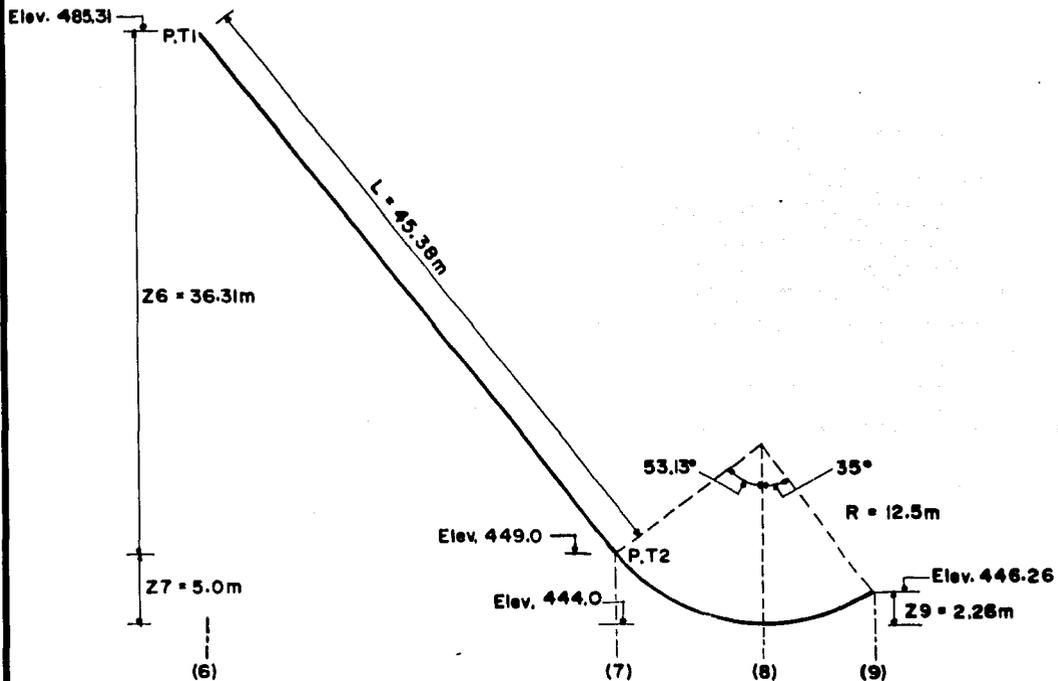
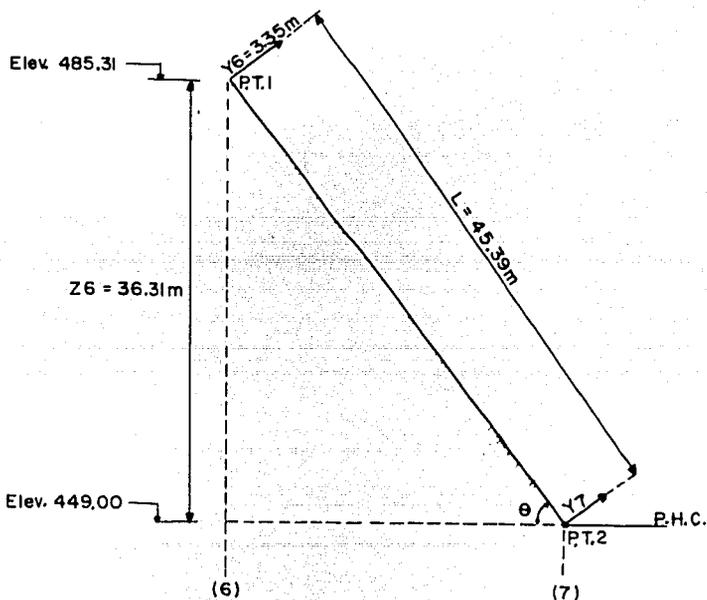


Fig. 5-4

Condiciones hidráulicas en la sección (6).

Aplicaremos el teorema de Bernoulli entre las secciones (6) y (7):

$$Z_6 + Y_6 \cos \theta + \frac{(V_6)^2}{2g} = Y_7 \cos \theta + \frac{(V_7)^2}{2g} + H_6 - 7$$



$$Z_6 = 36.31 \text{ m}; \theta = 53.13^\circ; \cos \theta = 0.60;$$

$B = 210.0 \text{ m}$  ancho de plantilla del canal.

$$V_6 = \frac{Q}{BY_6 \cos \theta} = \frac{11\,430.0}{210(3.35) \times (0.60)} = 27.079 \text{ m/s.}$$

$$\frac{(V_6)^2}{2g} = \frac{(27.079)^2}{19.62} = 37.374 \text{ m carga de velocidad.}$$

$$A_6 = Y_6 \cos \theta \times B = 3.35(0.60) \times 210 = 422.10 \text{ m}^2$$

$$P_6 = B + 2Y_6 \cos \theta = 210 + 2 \times 0.60 = 214.02 \text{ m}$$

$$(R_6)^{2/3} = \left(\frac{A_6}{P_6}\right)^{2/3} = \left[\frac{4.22.10}{214.02}\right]^{2/3} = 1.573$$

Las pérdidas por fricción se valúan como sigue

$$H_f 6-7 = \left[ \left(\frac{V_6 \text{ m}}{(R_6)^{2/3}}\right)^2 + \left(\frac{V_7 \text{ n}}{(R_7)^{2/3}}\right)^2 \right] \frac{L_{6-7}}{2}$$

Donde:

- $V_6$  = Velocidad en la sección (6).
- $V_7$  = Velocidad en la sección (7).
- $R_6$  = Radio hidráulico en la sección (6).
- $R_7$  = Radio hidráulico en la sección (7).
- $L$  = Longitud entre la sección (6) y la sección (7).
- $n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning.

El término  $\left(\frac{V_6 \text{ n}}{(R_6)^{2/3}}\right)^2 \frac{L}{2}$  es conocido, por lo que procederemos a calcularlo.

$n = 0.012$  coeficiente de Manning (concreto bien acabado).

$$H_{f6} = \left[\frac{27.079 \times 0.012}{1.573}\right]^2 \times \frac{45.39}{2} = 0.702 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación de Bernoulli:

$$H_6 = 36.31 + 3.35 \times 0.60 + 37.374 - 0.702 = 74.992 \text{ m.}$$

Condiciones hidráulicas en la sección (7).

Para encontrar el valor de  $Y_7$  es necesario proceder por tanteos.

$$\text{Si } Y_7 = 2.435 \text{ m; } Y_7 \cos \theta = 2.435 \times 0.60 = 1.461 \text{ m.}$$

$$A_7 = 210 \times 1.461 = 306.81 \text{ m}^2; \text{ área hidráulica.}$$

$$P_7 = 210 + 2 \times 1.461 = 212.922 \text{ m. perímetro mojado.}$$

$$(R_7)^{2/3} = \left[ \frac{306.81}{212.922} \right]^{2/3} = 1.267$$

$$V_7 = \frac{11430.0}{306.81} = 37.253 \text{ m/s; } \frac{(V_7)^2}{2g} = \frac{(37.254)^2}{19.62} = 70.736 \text{ m}$$

$$H_{f7} = \left[ \frac{V_7 n}{(R_7)^{2/3}} \right]^2 \frac{L}{2} = \left[ \frac{37.254 \times 0.012}{1.267} \right]^2 \times \frac{45.39}{2} = 2.786 \text{ m}$$

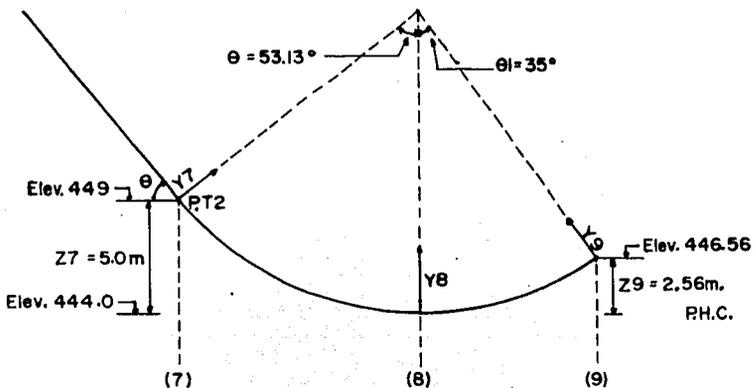
Volviendo a la ecuación de Bernoulli:

$$H_7 = 1.461 + 70.736 + 2.786 = 74.983 \approx H_6$$

Se acepta  $Y_7 = 2.435 \text{ m.}$

Condiciones hidráulicas en la sección (8).

Para el cálculo de los tirantes en la cubeta deflectora, se considerarán perpendiculares a la plantilla de la misma.



La ecuación de la energía entre las secciones (7) y (8) es:

$$H7 = Z7 + Y7 \cos \theta + \frac{(V7)^2}{2g} = Y8 + \frac{(V8)^2}{2g} + Hf7-8$$

$$Hf7-8 = \left[ \left( \frac{V7n}{(R7)^{2/3}} \right)^2 + \left( \frac{V8n}{(R8)^{2/3}} \right)^2 \right] \times \frac{L7-8}{2} ;$$

$$L7-8 = R\theta = 12.5 \times 53.13^\circ = 11.591 \text{ m}$$

$$Hf7 = \left( \frac{V7n}{(R7)^{2/3}} \right)^2 \frac{L7-8}{2} = \left[ \frac{37.254 \times 0.012}{1.276} \right]^2 \frac{11.591}{2} = 0.711 \text{ m.}$$

Sustituyendo:

$$H7 = 5 + 1.461 + 70.736 - 0.711 = 76.486 \text{ m}$$

### Cálculo del tirante en la sección (8)

Tomaremos un primer valor tentativo de  $Y_8 = 1.426$  m.

$A_8 = 210 \times 1.426 = 299.46$  m<sup>2</sup>; área hidráulica.

$P_8 = 210 + 2 \times 1.426 = 212.852$ ; perímetro mojado.

$$(R_8)^{2/3} = \left( \frac{299.46}{212.852} \right)^{2/3} = 1.256$$

$$V_8 = \frac{11\,430.0}{299.46} = 38.168 \text{ m/s. Velocidad}$$

$$\frac{(V_8)^2}{2g} = \frac{(138.168)^2}{19.62} = 74.251 \text{ m}$$

$$H_{f8} = \left( \frac{V_8 n}{(R_8)^{2/3}} \right)^2 \frac{L}{2} = \left[ \frac{38.168 \times 0.012}{1.256} \right]^2 \times \frac{11.591}{2} = 0.771 \text{ m.}$$

Por lo tanto tenemos:

$$H_8^a = 1.426 + 74.251 + 0.771 = 76.448 \text{ m} \doteq H_7$$

Es aceptable  $Y_8 = 1.426$  m.

### Condiciones hidráulicas en la sección (9)

La ecuación de la energía entre las secciones (8) y (9) es:

$$Y_8 + \frac{(V_8)^2}{2g} = Z_9 + Y_9 \cos \theta_1 + \frac{(V_9)^2}{2g} + H_{f8-9}$$

$$H_{f8-9} = \left[ \left( \frac{V_8 n}{(R_8)^{2/3}} \right)^2 + \left( \frac{V_9 n}{(R_9)^{2/3}} \right)^2 \right] \frac{L_{8-9}}{2} ;$$

$$L_{8-9} = R \theta_1 = 12.6 \times 35^\circ = 7.636 \text{ m.}$$

$$Hf_8 = \left( \frac{V_8 n}{(R_8)^{2/3}} \right)^2 \times \frac{L}{2} = \left( \frac{38.168 \times 0.012}{1.256} \right)^2 \times \frac{7.636}{2} = 0.508 \text{ m}$$

Sustituyendo valores:

$$H_8 = 1.426 + 74.251 - 0.508 - 2.56 = 72.609 \text{ m}$$

Cálculo del tirante en la sección (9)

$$\text{Considerando } Y_9 = 1.785 \text{ m; } Y_9 \cos \theta_1 = 1.785 \cos 35^\circ = 1.462 \text{ m.}$$

$$A_9 = 210 \times 1.462 = 307.02 \text{ m}^2; \text{ área hidráulica.}$$

$$P_8 = 210 + 2 \times 1.462 = 219.922 \text{ m. perímetro mojado.}$$

$$(R_9)^{2/3} = \left( \frac{307.02}{219.922} \right)^{2/3} = 1.276$$

$$V_9 = \frac{11430.0}{307.02} = 37.228 \text{ m/s; } \frac{(V_9)^2}{2g} = \frac{(37.228)^2}{19.62} = 70.64 \text{ m}$$

$$Hf_9 = \left( \frac{V_9 n}{(R_9)^{2/3}} \right)^2 \frac{L}{2} = \left( \frac{37.228 \times 0.012}{1.276} \right)^2 \times \frac{7.636}{2} = 0.468 \text{ m}$$

Sustituyendo valores:

$$H_9 = 1.462 + 70.64 + 0.468 = 72.569 \text{ m} \hat{=} H_8$$

Se acepta  $Y_9 = 1.785 \text{ m}$

## 5.5

### FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LA CUBETA DEFLECTORA

Debido a que en la cubeta de salto de esquí puede suceder un salto hidráulico, es recomendable que se verifiquen las características hidráulicas de la cubeta para gastos menores que el de diseño, y garantizar que el agua sí salta de la cubeta para dichos gastos, los cuales se van a tener con más frecuencia.

Esta revisión se seguirá con el criterio desarrollado por los inge-

nieros R. Villa Medina y R. Gómez Rosas, en el Congreso Nacional de Hidráulica de 1972 (ver figura 5-5).

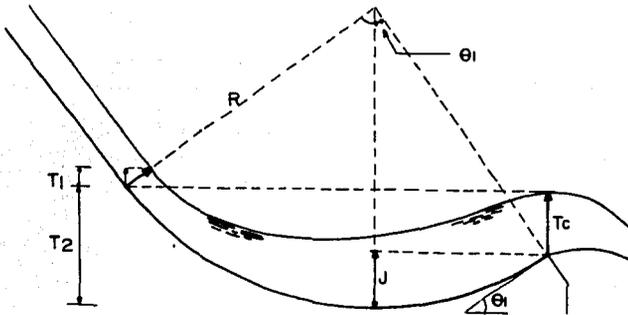


Fig. 5-5

El criterio es el siguiente:

Tenemos que  $T2 = J + Tc$ , esto es: si para un gasto mínimo el tirante  $T2$  (conjugado mayor del salto), es igual a la suma de  $J$  (profundidad de la cubeta respecto al labio de la misma), más  $Tc$  (tirante crítico de la sección), se dice que el agua está a punto de saltar y por lo tanto el agua no se queda en la cubeta.  $T1$  es el conjugado menor del salto al inicio de la cubeta para un gasto mínimo.

Para el caso en que  $T2 < J + Tc$  resulta que la energía en la "nariz" de la cubeta es mayor que en el fondo de ésta, y por lo tanto el salto hidráulico que se produce se ahoga ocasionando que el agua no despegue de la cubeta.

Si  $T2 > J + Tc$  se tiene que el agua si despegue de la cubeta, ya que la energía en el fondo de la misma es mayor que en la "nariz".

Cálculo del tirante crítico  $Tc$ :

$$Tc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} ; \text{tirante crítico para una sección rectangular}$$

$$T_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{(210)^2 \times 9.81}} = 0.0132 Q^{2/3}$$

Cálculo de la carga sobre la cresta:

$$H_{cr} = \left(\frac{Q}{CL}\right)^{2/3} = \left(\frac{Q}{2.07 \times 210}\right)^{2/3} = 0.0174 Q^{2/3}$$

Para verificar qué gasto satisface con la igualdad  $T_2 = J + T_c$ , es necesario proceder por tanteos.

Por algunos tanteos previos se sabe que  $Q$  debe ser del orden de 5%  $Q_{\text{máx}}$ . Probemos con este gasto:

$$Q = 0.05 \times 11\,430.0 = 571.5 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$H_{cr} = 0.0174 (571.5)^{2/3} = 1.201 \text{ m. carga sobre la cresta.}$$

$$T_c = 0.0132 (571.5)^{2/3} = 0.911 \text{ m. tirante crítico}$$

Por geometría tenemos:

$$J = R - R \cos \theta = 12.5 (1 - \cos 35^\circ) = 2.260 \text{ m.}$$

por lo tanto:  $T_c + J = 0.911 + 2.260 = 3.171 \text{ m.}$

Para calcular  $T_2$  debemos conocer  $T_1$ , el cual se obtiene mediante la ecuación de Bernoulli aplicada a lo largo del vertedor con un gasto de 5%  $Q_{\text{máx}}$ .

Como el cálculo hidráulico detallado para esta condición sería similar al efectuado para  $Q_{\text{máx}}$ , que como se vio implica un largo proceso, pueden obtenerse resultados aproximados mediante gráficas como la del anexo V-2 (Presas de Derivación, S.A.R.H.).

A continuación se ilustra el cálculo hidráulico para  $Q = 5\% Q_{\text{máx}}$ , con ayuda de estas gráficas.

DATOS:

$$Z = \text{Elev. cresta} - \text{Elev. del PT2} + H_c.$$

$$H_c = \text{Carga sobre la cresta.}$$

$$Z = 494.27 - 449 + 1.201 = 46.471 \text{ m.}$$

Con los valores de Z y  $H_c$  entramos a la gráfica del Anexo V-2, con los cuales, obtenemos:  $C = 0.62$ .

$$V_T = \sqrt{2g(Z - H/2)} = \sqrt{19.62(46.471 - 1.201/2)} = 30.0 \text{ m/s.}$$

donde:

$$V_T = \text{Velocidad teórica}$$

$$V_R = CVT = 0.62 \times 30 = 18.6 \text{ m/s; velocidad real.}$$

$$T_1 = \frac{Q}{B V_R} = \frac{571.50}{210 \times 18.6} = 0.146 \text{ m. Conjugado menor.}$$

El conjugado mayor se calcula con la fórmula:

$$T_2 = \frac{T_1}{2} \left[ \sqrt{1 + 8(F_1)^2} - 1 \right];$$

$$(F_1)^2 = \frac{(V_R)^2}{g T_1} = \frac{(18.60)^2}{9.81 \times 0.146} = 241.034$$

$$T_2 = \frac{0.146}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \times 241.034} - 1 \right] = 3.133 \text{ m. Conjugado mayor.}$$

De lo anterior se puede observar que  $T_2 = T_c + J$ .

Del resultado anterior puede decirse que: para gastos mayores de 5%  $Q_{\text{máx.}}$  el agua sí salta de la cubeta y no resbala al pie de la presa.

5.5.1

#### Revisión del radio mínimo en la cubeta deflectora

Seguiremos el criterio propuesto por los ingenieros R. Villa y R. Gómez, con la fórmula:

$$R = \frac{T_2 - T_c}{1 - \cos \theta}$$

Para  $Q = 5\% Q_{\text{máx.}} = 571.50 \text{ m}^3/\text{s}$

$T_c = 0.911 \text{ m}$ ;  $T_2 = 3.133 \text{ m}$ ;  $\theta_1 = 35^\circ$ ;

$$T = \frac{3.133 - 0.911}{1 - \cos 35} = 12.276 \text{ m. Radio mínimo}$$

El radio propuesto es de  $12.50 > R_{\text{mín.}}$

5.6

### CALCULO DE LA LONGITUD DEL SALTO DE ESQUI

La distancia  $X$ , puede calcularse con la fórmula de la distancia de caída de un móvil lanzado con una velocidad inicial y con cierto ángulo de tiro.

Esta fórmula es: (Presas de Derivación; S.A.R.H.)

$$Y = X \tan \theta_1 - \frac{X^2}{K4 (d + hv) \cos \theta_1}$$

Siendo:

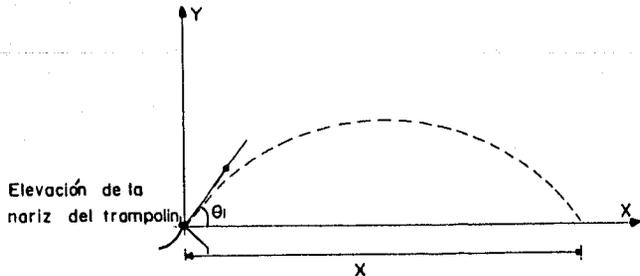
$\theta$  = Angulo de salida del chorro, con respecto a la horizontal.

$K$  = Para chorro teórico = 1.0

$K$  = 0.9 para considerar la pérdida de energía en el lanzamiento.

$d$  = Tirante a la entrada del trampolín en m.

$hv$  = Carga de velocidad a la entrada del trampolín en m.



Condición de  $Q_{\text{máx.}} = 11\,430.0 \text{ m}^3/\text{s}$

$d = 1.785 \text{ m}$ ; tirante en la sección (9).

$$\frac{(VR)^2}{2g} = 70.64 \text{ m}; \quad \theta 1 = 35^\circ; \quad \text{Tan } \theta 1 = 0.70; \quad \text{cos } \theta 1 = 0.671.$$

Cálculo de la distancia  $X$  donde  $Y = 0$ ; (Elev. 446.26).

$$0 = 0.70X - \frac{X^2}{3.6(1.785 + 70.64) 0.671}$$

haciendo operaciones y ordenando términos:

$$X^2 - 122.465 X = 0; \text{ Ecuación de segundo grado.}$$

Resolviendo la ecuación anterior, tenemos:

$$X = 122.465 \text{ m.}$$

Cálculo de la distancia  $X$ , cuando  $Y = -16.26 \text{ m}$  (Elev. 430.0, lecho del río).

$$-16.26 = 0.7 X - 0.0057 X^2; \quad X^2 - 122.465 X - 2\,844.684 = 0$$

Resolviendo la ecuación, tenemos:  $X = 142.437 \text{ m}$ .

Condición de  $Q = 5\% Q_{\text{máx.}} = 571.5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$d = 0.146 \text{ m}$ ; tirante en la sección (9).

$$VR = 18.6 \text{ m/s} = \frac{(VR)^2}{2g} = \frac{(18.6)^2}{2g} = 17.63 \text{ m.}$$

Cálculo de la distancia X, cuando Y = 0; (Elev. 446.26).

$$0 = 0.7X - \frac{X^2}{3.6(0.146 + 17.63) 0.671}$$

haciendo operaciones y ordenando términos:

$$X^2 - 30.063X = 0; \text{ Ecuación de segundo grado.}$$

Resolviendo, tenemos:  $X = 30.06 \text{ m.}$

Cálculo de la distancia X, cuando Y = -16.26 (Elev. 430.0, lecho del río).

$$-16.26 = 0.7X - 0.0233X^2; \quad X^2 - 30.04X - 697.85 = 0.$$

Resolviendo la ecuación, tenemos:  $X = 90.07 \text{ m.}$

(A)

PUNTO	X	Y
1	0 00000	0 17400
2	0 19993	0 00657
3	0 30000	0 00000
4	0 60096	0 06169
5	1 69983	0 91437
6	3 00000	3 10443
7	4 30000	7 15000

(B)

R <sub>1</sub>	0 29395
R <sub>2</sub>	0 76500
R <sub>3</sub>	7 75000
R <sub>4</sub>	10 70000
R <sub>5</sub>	35 14744

(C)

α <sub>1</sub>	46° 40' 18"
α <sub>2</sub>	7° 31' 00"
α <sub>3</sub>	23° 10' 00"
α <sub>4</sub>	29° 18' 00"
α <sub>5</sub>	13° 40' 12"
α <sub>6</sub>	7° 02' 16"

(D)

INTERVALO	ECUACION
0 ≤ x ≤ 0 19993	Y = 0 29798 - 10 22058 - x <sup>2</sup> + 0 47676 x <sup>1/2</sup>
0 19993 ≤ x ≤ 0 60096	Y = 0 76500 - 10 49523 - x <sup>2</sup> + 0 60000 x <sup>1/2</sup>
0 60096 ≤ x ≤ 1 69983	Y = 2 58993 - 17 3122 - x <sup>2</sup> - 0 96184 x <sup>1/2</sup>
1 69983 ≤ x ≤ 3 00000	Y = 7 43323 - 168 4501 - x <sup>2</sup> - 13 57054 x <sup>1/2</sup>
3 00000 ≤ x ≤ 4 30000	Y = 17 32368 - 1386 04618 - x <sup>2</sup> - 58 28538 x <sup>1/2</sup>

Ecuación general para una carga H:

$$y = aH - (bH^2 - x^2 - cHx)^{1/2}$$

Abscisa del punto de tangencia con un talud m: l

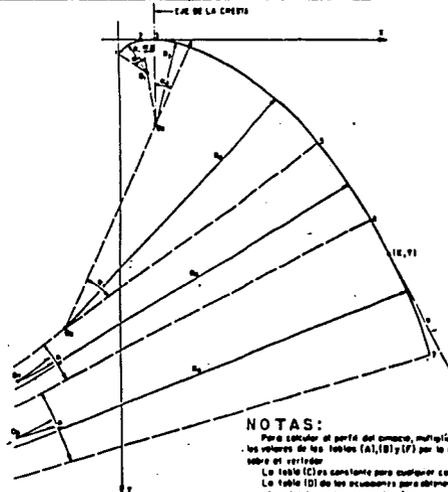
$$x = -\frac{cH}{2} + \sqrt{\left(\frac{cH}{2}\right)^2 + bH^2} \frac{1}{1+m^2}$$

(F)

PUNTO	X	Y
O <sub>1</sub>	0 23818	0 29798
O <sub>2</sub>	0 30000	0 76500
O <sub>3</sub>	-0 48092	2 58993
O <sub>4</sub>	-6 78527	7 43323
O <sub>5</sub>	-29 14269	17 32368

(E) c

m	X	Y
0 2	5 32224	10 43085
0 25	4 95540	8 72943
0 3	4 52243	7 22406
0 4	3 49031	4 27030
0 5	2 78510	2 64804
0 6	2 38988	1 92809
0 7	1 98751	1 29178
0 75	1 77473	1 01323
0 775	1 69273	0 90537
0 8	1 66648	0 87205
0 825	1 64036	0 85988
0 85	1 61441	0 80889
0 9	1 58313	0 75029
1 0	1 46362	0 64518
1 1	1 36893	0 55509
1 2	1 27957	0 47731
1 3	1 15379	0 41022



NOTAS:

Para calcular el perfil del arco, multiplíquese los valores de las tablas (A), (B) y (F) por la carga sobre el vertedero.

La tabla (C) es constante para cualquier caso. La tabla (D) de las ecuaciones para obtener las coordenadas de puntos intermedios (para carga unitaria).

Para calcular las coordenadas del punto de tangencia de un talud cualquiera con los arcos de diámetro, multiplíquese los valores de la tabla (E) por la carga sobre el vertedero.

U. N. A. M.  
FACULTAD DE INGENIERIA

PERFIL CREAGER  
ADAPTADO A ARCOS  
CIRCULARES

FUENTE: Tomado del Plano G-C-4015 de la Secretaría de Recursos Hidráulicos de fecha Junio 1957.



# capítulo VI

## OBRA DE TOMA

### 6.1 GENERALIDADES

Las obras de toma tienen la función de regular la salida del agua almacenada en una presa, de acuerdo a las necesidades de la zona. La obra de toma debe estar alojada preferentemente sobre la margen en que se encuentre el sistema de conducción.

El conducto puede ser un túnel excavado en el lugar más adecuado fuera de la presa, o bien puede estar alojado en el cuerpo de la misma.

Determinación de la capacidad necesaria. Los controles de las obras de toma se proyectan para dar paso al agua en gastos especificados, según lo dicten las necesidades de aguas abajo, o los requisitos legales. Las entregas de agua de riego generalmente las determinan las necesidades del sistema agrícola, y están relacionadas al uso consuntivo y a cualquier requisito hidráulico especial del sistema.

Basada en las demandas diarias de la zona en estudio, se establece una política de operación de la estructura, por lo que las extracciones del vaso con siderando estas demandas unidas a las de los derechos anteriores, generalmente determinan la capacidad de descarga de la toma.

Respecto a los mecanismos de control de usa generalmente uno de emergencia que permanece totalmente abierto y como su nombre lo indica, sólo sirve para aislar la toma en un caso dado y el de control propiamente dicho que es con el que se regula el paso del agua.

El funcionamiento hidráulico de un sistema de tubo puede establecerse mediante la ecuación de Bernoulli entre la entrada y la salida.

$$\frac{P_e}{\gamma} + \frac{(v_e)^2}{2g} + H_e = \frac{P_s}{\gamma} + \frac{(V_s)^2}{2g} + H_s + \sum H_p$$

Donde:

$$\frac{P_e}{\gamma} = 0; \quad \frac{P_s}{\gamma} = 0; \quad \frac{(v_e)^2}{2g} = 0; \quad \frac{(V_s)^2}{2g} = h_{vs} \text{ (carga de velocidad a la salida).}$$

Quedando:  $H_e = H_s + h_{vs} + \sum h_p$

De la ecuación anterior tenemos que  $\sum h_p$  es la suma de pérdidas de carga a lo largo de la tubería y que para nuestro caso, son las siguientes:

$$\sum h_p = h_e + h_r + h_f + h_b + h_{vm} + h_{vc} + h_{vs}$$

Siendo:	$h_e$	=	pérdidas por entrada
	$h_r$	=	pérdidas por rejilla
	$h_f$	=	pérdidas por fricción
	$h_b$	=	pérdidas por bifurcación
	$h_{vm}$	=	pérdidas por válvula de mariposa
	$h_{vc}$	=	pérdidas por válvula de chorro divergente
	$h_{vs}$	=	carga de velocidad a la salida.

## 6.2 DATOS DE DISEÑO

El cálculo hidráulico que se presenta a continuación justifica las dimensiones generales de la obra, así como su buen funcionamiento y la posibilidad de

extraer el gasto de diseño con la carga correspondiente al nivel mínimo de operación, lo cual constituye el requisito fundamental de diseño.

Los datos de proyecto se desprenden del estudio hidrológico y son los siguientes:

- Nivel mínimo de operación:	461.00 m
- Elevación del umbral de la toma	450.00 m
- Elevación del N.A.M.O.	494.27 m
- Gasto de diseño	15.0 m <sup>3</sup> /s
- Carga mínima de operación	11.00 m

La carga mínima de operación aquí escrita es preliminar ya que se determinó en base a recomendaciones que son resultado de experiencias en este tipo de obras; el nivel mínimo de operación se fijará de acuerdo con los resultados del análisis hidráulico de la obra de toma.

En la figura 6-1 se muestra la geometría de la estructura.

En el nivel del capítulo se realiza la verificación del buen funcionamiento hidráulico de la estructura y se determina el diámetro conveniente para la tubería forzada.

El cálculo hidráulico que se desarrolla en este capítulo únicamente se refiere a la estructura localizada dentro del cuerpo de la presa, ya que a la salida de ésta comienza la conducción propiamente dicha.

### 6.3 CALCULO DE PERDIDAS

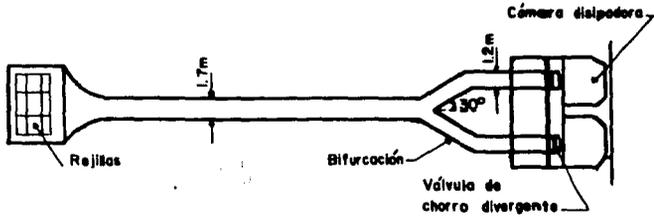
Volviendo a la ecuación de Bernoulli establecida anteriormente:

$$H_1 = H_2 + h_{vs} + \sum h_p$$

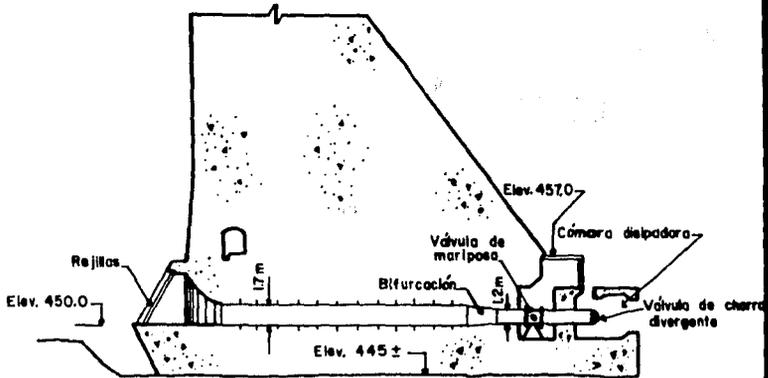
Donde:  $H_1 = 11.00$  m;  $H_2 = 0$ .

Es necesario que  $H_1 \geq h_{vs} + h_p$

# OBRA DE TOMA



## CORTE EN PLANTA



## CORTE LONGITUDINAL

Fig. 6-1

### 6.3.1

#### Pérdidas por entrada

Para calcular las pérdidas por entrada, es necesario conocer la velocidad de entrada a las rejillas.

De acuerdo al dimensionamiento geométrico de la estructura de entrada (Capítulo III), se propone utilizar soleras de 3 1/2" x 5/8" con separación de 12.5 cm entre centro y centro (separación según U.S.B.R. entre 3" y 6"), por lo tanto el área de obstrucción por metro cuadrado será:

$$\text{Area de obstrucción} = 1 \times 0.1588 \times \frac{1}{0.125} = 0.12704 \text{ m}^2$$

El área neta de paso entre rejillas por metro cuadrado es:

$$\text{Area neta} = 1 - 0.12704 = 0.873 \text{ m}^2$$

El área bruta de la estructura de rejillas es la siguiente:

$$\text{Area bruta } A_g = 5 \times 5 = 25 \text{ m}^2$$

El área neta  $A_n$  en toda la estructura es:

$$\text{Area neta } A_n = 0.873 \times 25 = 21.82 \text{ m}^2$$

La velocidad a través de las rejillas es:

$$v = \frac{Q}{A_n} = \frac{15.0}{21.82} = 0.688 \text{ m/s}$$

El libro "Diseño de Presas Pequeñas del U.S.B.R., Capítulo 9, recomienda que la velocidad de entrada en las rejillas tenga un valor entre 0.5 m/s y 1.0 m/s, por lo que la velocidad encontrada es aceptable.

De las fórmulas para cálculo de pérdidas de carga en conducto a presión de la Comisión Federal de Electricidad (Anexo A), esta pérdida la valuaremos como:

$$h_e = K \frac{(V_2)^2 - (V_1)^2}{2g}$$

Donde:

- $V_1$  = Velocidad de llegada ( $V_1 = 0$ )
- $V_2$  = Velocidad en el tubo ( $V_2 = 0.688 \text{ m/s}$ )
- $K$  = Coeficiente que en este caso vale 0.1 (Entrada hidrodinámica).

Sustituyendo:

$$h_e = 0.1 \cdot \frac{(0.688)^2}{2 \times 9.81} = 0.0024 \text{ m}$$

### 6.3.2

#### Pérdida por rejillas

Para este caso utilizaremos la fórmula propuesta por Creager para entradas sumergidas completamente. Para entradas no sumergidas puede utilizarse el criterio de Kirschmer, de acuerdo con el Anexo VI.

$$h_r = K_r \frac{(V_n)^2}{2g}; \quad K_r = 1.45 - 0.45 \frac{A_n}{A_g} - \left( \frac{A_n}{A_g} \right)^2$$

Donde:

$A_n$	=	Área neta de paso entre rejillas ( $A_n = 21.82 \text{ m}^2$ )
$A_g$	=	Área bruta de entrada de rejillas ( $A_g = 25.0 \text{ m}^2$ )
$V_n$	=	Velocidad neta a través de las rejillas ( $V_n = 0.688 \text{ m/s}$ ).

Se considerará un 50% de obstrucción en el área neta de las rejillas debido a los cuerpos de arrastre (hierbas, troncos, basura, etc.) de la corriente del río.

La velocidad a través de las rejillas será ahora:

$$V_n = \frac{Q}{0.50 \times A_n} = \frac{15}{0.5 \times 21.82} = 1.375 \text{ m/s}$$

Sustituyendo en  $h_r$ :

$$h_r = \left[ 1.45 - 0.45 \times 0.5 \times \frac{21.82}{25} - \left( \frac{0.5 \times 21.82}{25} \right)^2 \right] \times \frac{(1.375)^2}{2 \times 9.81}$$

Así tenemos que:  $h_r = 0.1024 \text{ m}$ .

### 6.3.3

#### Pérdida por fricción

Las pérdidas por este concepto pueden ser valuadas por la fórmula de Kozeny:

$$hf = \frac{V^2}{(8.86 \text{Log } D + N)^2} \times \frac{L}{D}$$

Donde:

El diámetro  $D$  es función implícita.

$L =$  Longitud de la tubería ( $L = 27.0$  m)

$N =$  Coeficiente de rugosidad ( $N = 31$ , para tubos de acero oxidado).

$V =$  Velocidad en m/s.

Tenemos que la velocidad es  $V = \frac{Q}{A}$  ;

$$\text{El área } A = \frac{\pi D^2}{4} = 0.785 D^2; \quad V = \frac{15}{0.785 D^2} = \frac{19.098}{D^2}$$

Sustituyendo:

$$hf = \frac{(19.098)^2}{D^4 (8.86 \text{Log } D + 31)^2} \times \frac{27.0}{D} = \frac{9\,848.385}{(8.86 \text{Log } D + 31)^2} \times \frac{L}{D^5}$$

#### 6.3.4

#### Pérdida por bifurcación

Si aceptamos que el gasto que lleva la tubería principal de 15 m<sup>3</sup>/s se divide en cada una de las ramas en un gasto de 7.5 m<sup>3</sup>/s para un diámetro "d", tenemos:

$$hb = \frac{(V_0)^2 + (V_1)^2 - 2V_0V_1 \cos \theta}{2g}$$

Donde:

$\theta = 30^\circ$ ; ángulo con respecto al eje de la toma de cada una de las ramas.

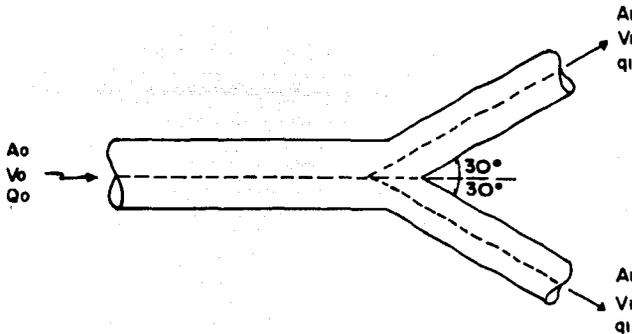
$$V_0 = \frac{15}{0.7854 D^2} = \frac{19.098}{D^2}; \quad \frac{(V_0)^2}{2g} = \frac{(19.098)^2}{2 \times 9.81} \times \frac{1}{D^4} = \frac{18.591}{D^4}$$

$$V1 = \frac{7.5}{0.7854 (d1)} = \frac{9.549}{d^2} ; \frac{(V1)^2}{2g} = \frac{(9.549)^2}{2 \times 9.81} \times \frac{1}{d^4} = \frac{4.648}{d^4}$$

Sustituyendo en la ecuación de  $h_b$ , y haciendo operaciones:

$$h_b = \frac{18.591}{D^4} + \frac{4.677}{d^4} - \frac{2 \times 19.098 \times 9.549 \times \cos 30^\circ}{2 \times 9.81}$$

$$h_b = \frac{18.591}{D^4} + \frac{4.677}{d^4} - \frac{16.099}{D^2 d^2}$$



6.3.5

#### Pérdida por válvula de mariposa

La fórmula es la general para pérdidas:

$$h_{vm} = K \frac{(V1)^2}{2g} ; K = 0.24 \text{ (válvula totalmente abierta)}$$

$$h_{vm} = 0.24 \times \frac{4.6477}{d^4} = \frac{1.115}{d^4}$$

## 6.3.6

Pérdida por válvula de chorro divergente

La expresión por este concepto es la siguiente:

$$h_{cd} = K \frac{(V1)^2}{2g} ; \quad K = \frac{1}{C^2} - 1;$$

C = Coeficiente que depende de la abertura de la válvula, tomando una abertura del 100%, C = 0.85 (notas sobre Hidráulica Elemental del Ing. Raúl Gómez Rosas, páginas 89-91)

$$V = \frac{9.549}{d^2}$$

Sustituyendo:

$$h_{cd} = 0.384 \times \frac{(9.549)^2}{2 \times 9.81} \times \frac{1}{d^4} = \frac{1.785}{d^4}$$

## 6.3.7

Carga de velocidad a la salida

$$h_{vs} = \frac{(V1)^2}{2g} = \frac{4.647}{d^4}$$

Hasta este punto hemos calculado las pérdidas de carga hasta la salida a la atmósfera, resumiendo:

1.	Pérdida por entrada	0.0024 m
2.	Pérdida por rejilla	0.1024 m
3.	Pérdida por fricción	$\frac{9\ 848.385}{(8.861 \text{ Log } D + 31)^2 \times D^5}$
4.	Pérdidas por bifurcación	$\frac{18.591}{D^4} + \frac{4.647}{d^4} - \frac{16.099}{D^2 d^2}$

5. Pérdida por válvula de mariposa

$$\frac{1.115}{d^4}$$

6. Pérdida por válvula de chorro divergente

$$\frac{1.785}{d^4}$$

7. Carga de velocidad

$$\frac{4.647}{d^4}$$

Anteriormente se estableció que:

$$H1 \geq h_{vs} + \sum hp$$

Donde:  $H1$  = Carga mínima disponible (11.0 m)

$h_{vs}$  = Carga de velocidad a la salida

$\sum hp$  = Pérdidas consideradas

Sustituyendo y ordenando términos:

$$H1 = 0.1048 + \frac{9\,848.385}{(8.86 \log D + 31)^2} \times \frac{1}{D^5} + \frac{18.591}{D^4} + \frac{12.195}{d^4} - \frac{16.099}{D^2 d^2}$$

Dato que la ecuación general de la tubería está en función del diámetro; procederemos al cálculo de éste fijando como velocidad máxima permisible  $V_{m\acute{a}x.} = 7.0$  m/s para no tener erosión en el tubo por abrasión.

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o} = \frac{19.098}{D^2} = 7.0; \quad D = \sqrt{\frac{19.098}{7.0}} \cong 1.70 \text{ m}$$

$$V1 = \frac{q1}{A1} = \frac{9.549}{d^2} = 7.0; \quad d = \sqrt{\frac{9.549}{7.0}} \cong 1.20 \text{ m}$$

Cálculo de la carga necesaria para sacar 15 m<sup>3</sup>/s (7.5 m<sup>3</sup>/s en cada rama).

Sustituyendo D, d, Q<sub>0</sub> y q<sub>1</sub> en la ecuación general de la tubería.

$$h = 0.1048 + \frac{9\,848.385}{(8.86 \text{Log } 1.7 + 31)^2} \times \frac{1}{(1.7)^5} + \frac{18.591}{(1.7)^4} + \frac{12.195}{(1.2)^4} - \frac{16.099}{(1.7)^2 \times (1.2)^2}$$

Por lo tanto:  $H = 4.979 \text{ m}$  Carga mínima de operación.

Comparando la carga anterior con la carga mínima disponible

$H_1 = 11.0 \text{ m}$  vemos que ésta es mayor, por lo que, para poder igualar la carga mínima disponible, tendríamos que disminuir el diámetro, lo que ocasionaría un aumento de la velocidad, que resultaría mayor que la permisible. Por lo tanto se aceptan los diámetros  $D = 1.70 \text{ m}$  y  $d = 1.2 \text{ m}$ , para tubería y bifurcación respectivamente.

Con los resultados anteriores se garantiza que con la carga de agua al nivel mínimo de operación podremos extraer un gasto de  $15 \text{ m}^3/\text{s}$ , el cual corresponde al de diseño, cumpliendo con un funcionamiento hidráulico adecuado a la estructura.

El hecho de tener una bifurcación es para poder extraer, en un momento dado, una buena parte del gasto total por un ramal, mientras el otro está en reparación o mantenimiento. Debe verificarse que con una salida cerrada por la otra pasa siquiera el 67% del gasto de diseño con la carga mínima.

Verifiquemos si con una rama cerrada podemos pasar por la otra un gasto igual a  $2/3$  de  $Q_0$ .

$$Q_0 = 15 \text{ m}^3/\text{s}; \quad \frac{2}{3} Q_0 = 10.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 6.4 CALCULO DE PERDIDAS PARA $Q = 67\%/Q_{\text{máx.}}$

Veamos si con la carga mínima logra pasar este gasto por un ramal calculando las pérdidas que se ocasionen en la estructura y, comparándolas con la carga mínima  $H = 11.0 \text{ m}$ .

a).- Pérdidas por entrada:

$$h_e = K \frac{(V_e)^2}{2g} = 0.1 \times \frac{(0.68)^2}{2 \times 9.81} = 0.0024 \text{ m}$$

b).- Pérdidas por rejilla:

$$h_r = \left[ 1.45 - 0.45 \times \frac{10.91}{25} - \left( \frac{10.91}{25} \right)^2 \right] \times \frac{(1.775)^2}{2 \times 9.81} = 0.1024 \text{ m}$$

c).- Pérdidas por fricción:

$$h_f = \frac{27}{(8.86 \text{ Log } 1.7 + 31)^2} \times \frac{1}{1.7} \times \frac{Q^2}{0.785 \times (1.7)^2 \times 2} = 0.00282 Q^2$$

d).- Pérdidas por bifurcación:

$$V_o = \frac{Q_o}{0.7854 \times (1.7)^2} = 0.4406 Q ; \frac{(V_o)^2}{2g} = 0.00989 (Q_o)^2$$

$$V_1 = \frac{q_1}{0.7854 \times (1.2)^2} = 0.8842 q_1 ; \frac{(V_1)^2}{2g} = 0.0398 (q_1)^2$$

Sustituyendo en  $h_b$  y efectuando operaciones:

$$h_b = 0.00989(Q_o)^2 + 0.0398 (q_1)^2 - 0.0344 (Q_o) (q_1)$$

e).- Pérdidas por válvula de mariposa:

$$h_{vm} = 0.24 \times 0.0398 (q_1)^2 = 0.00955 (q_1)^2$$

f).- Pérdidas por válvula de chorro divergente:

$$h_{cd} = 0.384 \times 0.0398 (q_1)^2 = 0.01529 (q_1)^2$$

g).- Carga de velocidad a la salida:

$$h_{vs} = 0.0398 (q_1)^2$$

Ecuación general de la tubería:

$$H = 0.1048 + 0.00282 (Q_0)^2 + 0.00989 (Q_0)^2 + 0.0398 (q_1)^2 - \\ - 0.0344 (Q_0) (q_1) + 0.00955 (q_1)^2 + 0.01528 (q_1)^2 + 0.0398 (q_1)^2$$

Ordenando términos, tenemos:

$$H = 0.01271 (Q_0)^2 + 0.1044 (q_1)^2 - 0.0344 (Q_0) (q_1) + 0.1048$$

Cálculo de la carga necesaria para sacar cuando menos el 67% del gasto de diseño ( $Q' = 10.0 \text{ m}^3/\text{s}$ ) por una de las ramas, cuando la otra no trabaja.

En la ecuación general de la tubería tendremos que:

$$Q_0 = q_1 = Q' = 10.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sustituyendo:

$$H = 0.1271 \times (10)^2 + 0.1044 \times (10)^2 - 0.0344 \times (10)^2 + 0.1048$$

$$H = \underline{8.379 \text{ m}} < H_{\text{disp.}} = 11.0 \text{ m.}$$

Con lo cual se garantiza que podemos pasar un gasto igual a  $2/3 (Q_0)$  con un ramal trabajando.

En el Anexo VI se presentan las diferentes fórmulas que valúan las pérdidas de los diferentes conceptos que aquí se han visto.

Como conclusión a este capítulo, podemos decir que el nivel mínimo de operación de la obra de toma es la elevación 454.98 m, resultado del cálculo hidráulico efectuado para sacar los  $15 \text{ m}^3/\text{s}$  y que es el caudal de diseño de la obra de toma para condiciones normales; para el caso de tener un ramal trabajando se necesita una carga mayor, condición que muy pocas veces podría presentarse si la estructura se mantiene en buenas condiciones de operación.

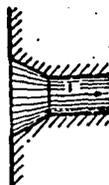
## PERDIDAS LOCALES



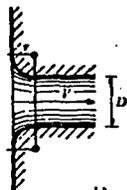
a)  $K = 0.5$



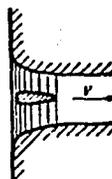
b)  $K = 0.5 + 0.5 \cos \theta + 0.2 \cos^2 \theta$



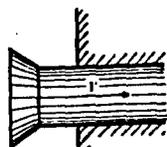
c)  $K = 0.15 + 0.25$



d)

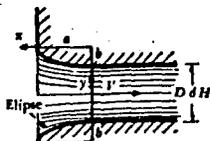
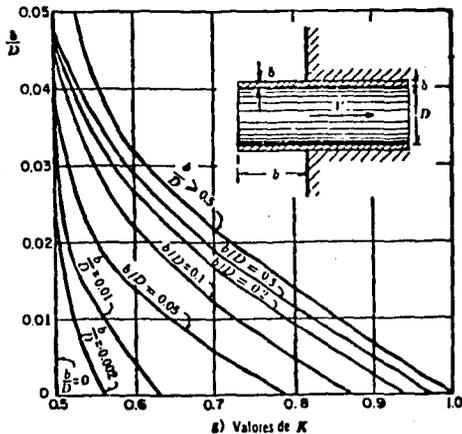


e)  $K = 0.06 \pm 0.10$

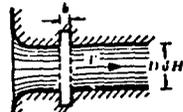


f)  $K = 0.5$

$r/D$	0	0.04	0.08	0.12	0.16	>0.2
$K$	0	0.26	0.15	0.09	0.06	>0.03



h)  $K = 0.04$  a  $0.10$   
para tubo circular;  $d$   
de  $0.07$  a  $0.2$  para  
tubo rectangular.

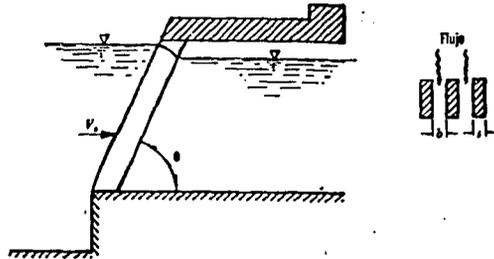


i) Coeficientes de pérdida por escotadura  
 $K = 0.05$  a  $0.10$ ,  
si  $b/D > 1$   $d/bH > 0.2$   
y  $V > 2$  m/seg.  
De lo contrario,  $K \approx 0$ .

Coeficientes de pérdida —por entrada— para diferentes formas.

## PERDIDAS POR REJILLAS

Forma:							
$C_f =$	2.42	1.83	1.67	1.03	0.92	0.76	1.79



Coeficientes  $C_f$  aplicables a la fórmula de Kirschmer de acuerdo con la forma de las barras.

Fórmula de Kirschmer para rejillas parcialmente sumergidas

$$h_r = 2KB \text{sen} \theta \left( \frac{s}{b} \right)^{4/3} \frac{(V)^2}{2g}$$

Donde:

- b - separación entre paños interiores de las rejas.
- V - Velocidad calculada con el área bruta de rejillas.
- s - grueso de las rejas.
- $\theta$  - ángulo de inclinación de las rejillas con la horizontal.
- B - factor de forma.
- K - factor de obstrucción.

Valores de K:

Rejillas limpias	1.00
Rejillas 10% obstruidas	1.26
Rejillas 25% obstruidas	1.78
Rejillas 50% obstruidas	4.00

En la figura de arriba se indica claramente cada uno de los términos de la fórmula de Kirschmer.

Fórmula de Creager para rejillas totalmente sumergidas.

$$h_r = K \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

$$K = 1.45 - 0.45(A_n/Ag) - (A_n/Ag)^2$$

Siendo:

$A_n$  - área neta de paso entre rejillas

$A_g$  - área bruta de la estructura de rejillas

$V$  - Velocidad neta a través de las rejillas

PERDIDA POR FRICCIÓN.

Fórmula de Kozeny.

$$h_f = \frac{V^2}{(8.86 \log D + N)^2} \times \frac{L}{D}$$

$V$  - velocidad en m/seg.

$D$  - diámetro interior en m.

$L$  - longitud en m.

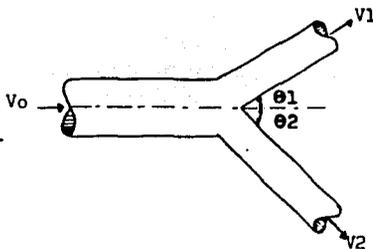
$N$  - coeficiente cuyos valores se dan en la tabla siguiente:

Acero soldado nuevo- - - - -	34
Acero soldado oxidado- - - - -	31-27
Concreto con acabado liso, nuevo - - - -	38
Concreto con acabado regular, nuevo - - - -	32
Concreto con acabado tosco - - - - -	26

PERDIDA POR BIFURCACION

$$h = \frac{(V_0)^2 + (V_1)^2 - 2V_0V_1\cos\theta_1}{2g}$$

$$h = \frac{(V_0)^2 + (V_2)^2 - 2V_0V_2\cos\theta_2}{2g}$$



## PERDIDAS POR VALVULA

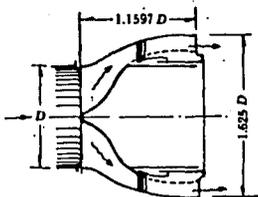
Coefficientes de pérdida  
para válvulas de lenteja



Válvula de lenteja o  
de mariposa.

°	K	A/A <sub>0</sub>
5	0.24	0.913
10	0.52	0.826
15	0.90	0.741
20	1.54	0.658
25	2.51	0.577
30	3.91	0.500
35	6.22	0.426
40	10.8	0.357
45	18.7	0.293
50	32.6	0.234
55	58.8	0.181
60	118	0.124
65	256	0.094
70	751	0.06
90	∞	0

Coefficientes de pérdida para  
válvulas de chorro hueco



Válvula de chorro hueco  
(U.S.B.R.).

Abertura (%)	Coefficiente C
10	0.150
20	0.275
30	0.350
55	0.650
65	0.725
70	0.750
80	0.800
100	0.850

# capitulo VII

## ANTE - PRESUPUESTO

### PRESUPUESTO

En función de las cantidades principales de materiales, estimadas a partir de los diseños realizados, y con precios índice actualizados al año de 1978, se integró el presupuesto preliminar de esta obra. Los precios unitarios índice se estimaron de acuerdo con informaciones recientes de los siguientes factores

a) Mano de obra.- Se tomaron en cuenta las condiciones climatológicas de la región y de los salarios mínimos vigentes hasta la fecha.

b) Costo de materiales.- La integración de los precios se apegó a los existentes en el mercado local, así como en áreas cercanas. Para aquéllos que no fue posible obtenerlos en las cercanías de la región, se consideraron los costos de transporte correspondientes.

Se tuvo especial cuidado en la estimación de acarreos y sobrecarros de las terracerías para las ataguías de protección durante la construcción de la presa, por lo cual se analizó en detalle la ubicación de los bancos de materiales, sus distancias hasta el sitio de la obra y su potencialidad.

En el presupuesto, se calculó por separado el importe de los trabajos a cargo del contratista y el costo de los materiales que proporcionará la Secretaría de Agricultura y Recursos Hídricos. Se consideró un porcentaje de imprevistos del 15% y un 15% adicional por ingeniería y administración de las obras.

El estudio se completó con la experiencia que se tiene en las obras similares construidas en el país y con los precios frecuentemente utilizados por la Secretaría antes mencionada.

Siguiendo las consideraciones anteriores, el antepresupuesto queda integrado como se muestra en la siguiente página.

El antepresupuesto fue calculado en CIEPS, s.c., y se presenta en esta tesis con autorización de la oficina correspondiente.

ESTUDIO DE LA CONDUCCION CHINIPAS-MAYO  
PRESUPUESTO PRELIMINAR DE OBRA  
ALTERNATIVA PRESA DE GRAVEDAD

Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Importe
<b>DESMONTE</b>				
Desmonte, desentraña, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción .	ha		2 750,00	9 625,00
Despalme de bancos de préstamo	m3	4 950	4,80	23 760,00
Regreso del material producto del despalme	m3	4 500	1,00	4 500,00
<b>EXCAVACIONES EN LA CORTINA</b>				
En cualquier material excepto roca fija	m3	104 000	18,00	1 872 000,00
En roca fija	m3	44 500	40,00	1 780 000,00
En cualquier material para desplante de ataguías	m3	17 900	10,00	179 000,00
En cualquier clase de material para remoción de las ataguías	m3	461 490	20,00	9 229 800,00
<b>COLOCACION DE MATERIALES EN ATAGUIAS</b>				
Colocación de material de acarreo del río en ataguías	m3	285 500	20,00	5 710 000,00
Colocación de material seleccionado, del río en ataguías	m3	39 000	22,00	858 000,00
Colocación de material de enrocamiento en ataguías	m3	68 600	20,00	1 372 000,00
Colocación de material impermeable en ataguías	m3	68 390	18,00	1 231 020,00

Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Importe
<b>OBTENCION Y COLOCACION DE MATERIALES EN LAS ATAGUIAS</b>				
Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material impermeable semicompactado en seco o en agua en ataguías	m3	35 800	24.00	859 200.00
Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de enrocamiento, proveniente de bancos de préstamo	m3	34 900	50.00	1 745 000.00
<b>SOBREACARREO DE MATERIALES</b>				
Sobreacarreo de materiales, correspondientes a las excavaciones efectuadas en la cortina	m3-km	44 800	2.75	123 200.00
Sobreacarreo de materiales, correspondientes a la obtención de material impermeable para la construcción de ataguías	m3-km	143 200	3.15	451 080.00
<b>ESTRUCTURAS</b>				
Excavaciones en la obra de toma				
En cualquier material excepto roca fija :				
En el canal de conducción y tanque amortiguador	m3	2 650	30.00	79 500.00
En el canal de descarga al río y cubeta deflectora	m3	790	30.00	23 700.00
En roca fija				
En el canal de conducción y tanque amortiguador	m3	1 137	60.00	68 220.00
En el canal de descarga al río y cubeta deflectora	m3	339	60.00	20 340.00
<b>CONCRETO</b>				
Fabricación y colocación de concreto en el vertedor	m3	20 000	550.00	11 000 000.00
En el cimacio del vertedor				

Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Importe
En los muros de encauce del vertedor	m3	200	600.00	120 000.00
En la cubeta deflectora	m3	7 940	550.00	4 367 000.00
Colocación de fierro de refuerzo				
En el cimacio del vertedor	kg	63 160	3.50	221 060.00
En los muros de encauce del vertedor	kg	6 000	3.50	21 000.00
En el canal de descarga	kg	143 310	3.50	501 585.00
En la cubeta deflectora	kg	60 165	3.50	210 577.50
Fabricación y colocación de concreto en la toma				
En la estructura de rejillas	m3	30	1 000.00	30 000.00
En la bocatomá	m3	80	1 000.00	80 000.00
En atraques, casetas disipadoras y casetas de operación	m3	125	1 000.00	12 500.00
En tanque amortiguador y canal de conducción	m3	660	600.00	39 600.00
En el canal de descarga al río	m3	140	600.00	8 400.00
En cubeta deflectora	m3	80	600.00	48 000.00
Colocación de fierro de refuerzo en la toma				
En la estructura de rejillas	kg	900	4.00	3 600.00
En la bocatomá	kg	2 400	4.00	3 600.00
En atraques, casetas disipadoras y caseta de operación	kg	6 500	4.00	26 000.00
En tanque amortiguador y canal de conducción	kg	26 400	3.50	92 400.00
En canal de descarga al río	kg	5 600	3.50	19 600.00
En cubeta deflectora	kg	3 200	3.50	11 200.00
Fabricación y colocación de concreto en la presa				
En el cuerpo de la cortina	m3	851 440	475.00	404 434 000.00
En guarniciones	m3	70	700.00	49 000.00
En las galerías de inspección y drenaje	m3	1 500	700.00	1 050 000.00
Colocación de acero de refuerzo en la cortina				
En las galerías de inspección y drenaje	kg	45 000	3.50	157 500.00
En guarniciones	kg	2 100	3.50	7 350.00
Suministro y colocación de acero estructural				

Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Importe
Tubería de acero de 1.70 m de diámetro	kg	8 280	28.00	231 840.00
Bifurcación de 1.20 m de diámetro	kg	9 353	37.50	350 737.50
Suministro e instalación de dos válvulas de mariposa de 1.20 m de diámetro	kg	4 500	150.00	675 000.00
Suministro e instalación de dos válvulas de chorro divergente de 1.20 m de diámetro	kg	2 000	130.00	260 000.00
Suministro y colocación de dos compuertas radiales	kg	2 200	60.00	132 000.00
<b>MATERIALES QUE PROPORCIONA LA SECRETARIA</b>				
Cemento L. A. B., en la estación Parajes, Chih.	ton	243 000	550.00	133 650 000.00
Acero de refuerzo, grado estructural y alta resistencia en la estación Parajes, Chih.	ton	3 650	5 200.00	18 980 000.00
<b>ACARREOS</b>				
Acarreo de cemento de la estación Parajes al sitio de la presa ( 50 km )	ton-km	12 150 000	3.00	36 450 000.00
Acarreo de acero de refuerzo de la estación Parajes al sitio de la presa ( 50 km )	ton-km	182 500	3.50	638 750.00
Tratamiento de la cimentación	lote	-	-	5 340 000.00
Suma				644 862 245.00
Imprevistos 15%				96 729 336.75
Parcial				741 591 581.80
Ingeniería y administración 15%				111 238 737.30
<b>TOTAL</b>				<b>852 830 319.00</b>

## BIBLIOGRAFIA

- Arreguín Cortes F. Ignacio  
Apuntes para un curso preliminar de Presas de Almacenamiento y Derivación. Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, D.F. 1977.
- C.F.E.  
Manual de Diseño de Obras Civiles. México 1969.
- CIEPS, s.c.  
Estudio de la Conducción Chñipas-Mayo (en proceso).
- Gómez Rosas Raúl  
Notas sobre hidráulica elemental. Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México, D.F. 1970.
- Romero Cervantes Enrique  
Morengo Magollón Humberto  
Proyecto de la Obra de Toma para Riego de la Presa Comedero, Sin. Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México 1977.
- Rivero Ruiseco Antonio  
Proyecto de la Presa El Sifón en el Municipio Chihuahuaapan, Pue. Tesis Profesional, Universidad La Salle. México, D.F. 1977.
- S.A.R.H.  
Manual sobre la elaboración de precios unitarios. México 1976.
- S.A.R.H.  
Pequeños Almacenamientos. México 1975.
- S.A.R.H.  
Presas de Derivación México 1975.
- Sotelo Avila Gilberto  
Hidráulica General, Vol. I Fundamentos, Edit. Limusa. México 1976.
- Soto Juárez Arturo  
Miembros sujetos a flexión y carga axial. Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México, D.F. 1978.

**Vega Roldán Oscar**

**Notas de la clase de Presas de Almacenamiento y Derivación. Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México, D.F. 1978.**

**U.S. Bureau of Reclamation**

**"Diseño de Presas Pequeñas". Edit. CECSA, México 1976.**

**Zamudio M. José Manuel**

**Proyecto de Presas de Gravedad Aligeradas. Revista Ingeniería Hidráulica, No. 2 VOL. XXV. México 1971.**



**A PARTIR DE**

**ESTA PAGINA**

**FALLA  
DE  
ORIGEN**

