

153  
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ANTEPROYECTO DE LA OBRA DE DESVIO DE LA  
PRESA "EL CUCHILLO" N. L.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A N :

GERARDO ZORRILLA MORALES  
MANUEL GUTIERREZ TORRES



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D. F.

1991



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

**ANTEPROYECTO DE LA OBRA DE DESVIO PARA  
LA PRESA 'EL CUCHILLO', NUEVO LEON**

**INTRODUCCION**

- I GENERALIDADES**
- II ESTUDIO HIDROLOGICO**
- III ELECCION DEL TIPO DE DESVIO**
- IV DISEÑO HIDRAULICO Y GEOMETRICO DE  
LA OBRA DE DESVIO**
- V CONTROL DEL RIO EN LA ETAPA DEL  
CIERRE DEL TAJO**
- V ESTIMACIONES DE CANTIDADES DE OBRA  
E IMPORTE**
- VII CONCLUSIONES**

## **INDICE GENERAL**

### **INTRODUCCION**

#### **CAPITULO I GENERALIDADES**

##### **I.1 ANTECEDENTES**

##### **I.2 DESCRIPCION GENERAL DE LA PRESA 'EL CUCHILLO'**

###### **1.2.1 DESCRIPCION Y CARACTERISTICAS FISICAS DEL SITIO**

###### **1.2.2 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO**

###### **1.2.2.1 CORTINA, DIQUE Y ATAGUIAS**

###### **1.2.2.2 OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS**

###### **1.2.2.3 OBRA DE TOMA**

###### **1.2.3 DATOS DE PROYECTO**

###### **1.2.4 CANTIDADES DE OBRA E IMPORTE**

#### **CAPITULO II ESTUDIO HIDROLOGICO**

##### **II.1 GENERALIDADES**

##### **II.2 CARACTERISTICAS DEL RIO SAN JUAN**

##### **II.3 INFORMACION HIDROMETRICA**

###### **II.3.1 REGISTROS DE GASTOS MAXIMOS**

###### **II.3.2 ENVOLVENTE DE GASTOS MEDIOS DIARIOS**

###### **II.3.3 CURVA ELEVACIONES GASTOS DEL RIO**

##### **II.4 FUNCIONAMIENTO DEL VASO**

##### **II.5 AVENIDA DE DISEÑO**

##### **II.6 CONCLUSIONES**

## **CAPITULO III ELECCION DEL TIPO DE DESVIO**

### **III.1 GENERALIDADES**

### **III.2 FACTORES QUE DETERMINARON EL TIPO DE DESVIO .**

### **III.3 UBICACION DEL TAJO DE DESVIO**

#### **III.3.1 TRAZO EN PLANTA**

#### **III.3.2 TRAZO EN PERFIL**

### **III.4 ESQUEMA DEL FUNCIONAMIENTO DE LA OBRA DE DESVIO**

#### **III.4.1 ESCURRIMIENTOS DEL RIO POR EL TAJO DE DESVIO**

#### **III.4.2 CIERRE DE LA OBRA DE DESVIO**

## **CAPITULO IV DISEÑO HIDRAULICO Y GEOMETRICO DE LA OBRA DE DESVIO**

### **IV.1 GENERALIDADES**

### **IV.2 ANTECEDENTES**

### **IV.3 ALTERNATIVAS DE ANTEPROYECTO**

#### **IV.3.1 CALCULO DEL ANCHO DE PLANTILLA**

### **IV.4 CURVA DE GASTOS DEL RIO EN LA DESCARGA DEL TAJO**

#### **IV.4.1 PROCEDIMIENTO DE CALCULO**

#### **IV.4.2 CALCULO DEL PERFIL PARA UN GASTO DE $100 \text{ m}^3/\text{s}$**

### **IV.5 DETERMINACION DE LA ELEVACION DE LA PLANTILLA DEL TAJO**

#### **IV.5.1 ALTERNATIVA 1**

#### **IV.5.2 ALTERNATIVA 2**

#### **IV.5.3 COMPARACION DE ALTERNATIVAS**

### **IV.6 SIMULACION DEL TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO**

#### **IV.6.1 CALCULO DEL PERFIL HIDRAULICO POR EL TAJO**

#### **IV.6.2 CALCULO DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN EL EMBALSE**

**IV.6.3 TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO**  
**IV.7 CONCLUSIONES**

**CAPITULO V CONTROL DEL RIO EN LA ETAPA DEL CIERRE**

**V.1 GENERALIDADES**

**V.2 DISEÑO DEL CIERRE DE LA OBRA DE DESVIO**

**V.2.1 DISEÑO HIDRAULICO DE LOS CONDUCTOS DE CIERRE**

**V.2.1.1 CURVA DE GASTOS DE LOS CONDUCTOS**

**V.2.1.2 TRANSITO POR LOS CONDUCTOS DE CIERRE**

**V.3 PROGRAMA DE CONSTRUCCION**

**CAPITULO VI ESTIMACION DE CANTIDADES DE OBRA E IMPORTE**

**VI.1 ESTIMACION DE CANTIDADES DE OBRA**

**VI.1.1 ESCAVACIONES EN EL TAJO DE DESVIO**

**VI.1.2 TERRACERIAS EN ATAGUIAS**

**VI.1.3 CONDUCTOS AUXILIARES PARA EL CIERRE DEL TAJO**

**VI.2 INTEGRACION DE PRECIOS**

**CAPITULO VII CONCLUSIONES**

**BIBLIOGRAFIA**

## INTRODUCCION

El proyecto de una presa que se va a construir a través del cauce de una corriente, debe tomar en cuenta la desviación del gasto de la corriente al lado o a través del sitio de la presa durante el período de construcción. La magnitud del problema de desviación variará con el tamaño y potencial de las avenidas de la corriente. En algunos casos esto puede ser costoso y tardado y puede además afectar el programa de las actividades de la construcción, mientras que en otros casos puede no ofrecer mayores dificultades. Sin embargo, el problema existe en cierto grado en todos los emplazamientos, y la selección del método más adecuado para manejar el gasto de la corriente durante la construcción es importante para que la presa se pueda llegar a construir satisfactoriamente y también que su costo resulte económico.

El presente trabajo pretende dar una visión general sobre la elección y diseño básico de la obra de desvío para la construcción de la presa "El Cuchillo" en el municipio de China, Nuevo León, para abastecimiento de agua potable a la ciudad de Monterrey.

# **CAPITULO I**

## **I. GENERALIDADES**

### **1.1. ANTECEDENTES.**

Como se sabe, la historia de cada pueblo puede verse como la historia de su particular relación con el agua. En la historia de la humanidad, las diversas formas en que los hombres consiguieron obtener el agua y utilizarla para su vida doméstica y sus actividades productivas ocupan un lugar fundamental. La obtención de un recurso que no es abundante representa serias dificultades para la población que lo requiere y uno de los factores que agrava el problema es el incremento poblacional cuyas demandas aumentan con stantemente.

Por su ubicación geográfica, su accidentada orografía y su relativa dependencia de los fenómenos metereológicos, nuestro país enfrenta serios problemas para dotar de servicios a todo el territorio; el suministro de agua es, en muchos casos, la necesidad más difícil de cubrir. Tal es el caso de la ciudad de Monterrey, que es la segunda ciudad industrial de la República Mexicana, con una población creciente que actualmente rebasa los 3 millones de habitantes, y cuya demanda es de casi  $11 \text{ m}^3/\text{s}$ . En la actualidad las diversas fuentes de abastecimiento permiten surtir un caudal medio de  $8.5 \text{ m}^3/\text{s}$  presentándose un déficit de  $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$  para satisfacer adecuada mente las necesidades de la población y de la industria.

Se estima que para el año 2010, la población alcanzará los 7.5 millones de habitantes, y la demanda de agua llegará casi a  $27 \text{ m}^3/\text{s}$ . Esto requiere la construcción de grandes obras de captación, almacenamiento, conducción y distribución para aprovechar el agua de nuevas fuentes de abastecimiento.

Para esto, desde hace varios años se han venido realizando diversos estudios considerando siete posibles fuentes de abastecimiento de agua para Monterrey:

1. La cuenca alta del río San Juan, en los ríos Pilón, Blanquillo y Ramos en los sitios de los proyectos Terreros, Raíces y Tunal.

2. La cuenca alta y mediana del río San Juan, en el sitio denominado "El Cuchillo".
3. Las aguas mexicanas del río Bravo, en el sistema de Amistad - Falcón.
4. Las aguas embalsadas en la presa Vicente Guerrero, sobre el río Soto la Marina.
5. La cuenca del río El Alamo en el sitio de la presa Las Blancas.
6. El río Potosí en el sitio del proyecto Libertad.
7. La parte alta de la cuenca del río Soto la Marina, en los ríos Pílon, Purificación, en sitios aún no determinados.

En la siguiente figura (fig. I.1.), se muestra la localización de las distintas fuentes de abastecimiento.

Mediante un estudio de factibilidad, cuyos detalles no forman parte de la tesis, y por lo tanto no se incluyen en este trabajo, se logró asegurar que la presa "El Cuchillo" resulta la alternativa más conveniente.

## **I.2 DESCRIPCION GENERAL DE LA PRESA "EL CUCHILLO".**

### **I.2.1. Descripción y Características Físicas del Sitio.**

Monterrey es una de las tres ciudades más grandes de la República Mexicana. Se encuentra ubicada al norte del país en el estado de Nuevo León; dentro del cuadrilátero formado por los paralelos 25°30' y 26°00' de latitud norte y los meridianos 100°00' y 100°30' de longitud oeste.

En este estado se localizará, a 105 km de Monterrey el sitio de la presa "El



Fig. 1.1 Localización de fuentes de abastecimiento

**Cuchillo**, en la cercanía de la población de China, Nuevo León.

En el sitio la boquilla se extiende hacia ambos márgenes del cauce del río San Juan. La configuración topográfica está formada por lomeríos suaves de tal forma que el vaso es muy amplio y cubre un área de 22,600 Ha.

La geología superficial se caracteriza por la presencia de amplios depósitos aluviales de tipo limoso y capas de reducido espesor de los conglomerados conocidos como "material Reynosa". Estas formaciones superyacen a una sucesión de estratos sedimentarios, compuestos por areniscas y lutitas que afloran en diferentes sitios, tanto en el área de la boquilla como dentro del vaso.

## **1.2.2 Descripción General del Proyecto.**

### **1.2.2.1. Cortina, Dique y Ataguías.**

#### **1.2.2.1.1. Cortina.**

El proyecto de la presa "El Cuchillo" se planteó originalmente en el eje estudiado hace años por la Comisión Nacional de Irrigación, y que se tomó como eje de exploraciones geológicas. Este eje forma un ángulo aproximado de 22.5° con respecto al sentido del escurrimiento en el sitio en que cruza al cauce (67.5° con la dirección normal al cauce). El río en ese mismo sitio tiene un ancho aproximado de 45 m durante el estiaje, correspondiéndole una elevación  $\pm 126$  m.s.n.m., y a un gasto de unos 200 m<sup>3</sup>/s. La cortina a la elevación 170.00 m tendrá un desarrollo de 4,802.264 m.

De acuerdo con el anteproyecto la presa será de materiales graduados: La altura máxima de la cortina será de 44.0 m a partir del desplante en la sección a

la estación 2 + 100 del cadenamiento de la cortina, que corresponde al cruce con el eje del cauce. La sección contendrá un núcleo de material impermeable a base de limos compactados, de sección trapecial, ancho de corona de 4.0 m a la elevación 168.00 y taludes de 0.4 a 1.

Los filtros serán de material Reynosa lavado y clasificado, y serán colocados en ambos lados del núcleo, éstos serán de 2.5 m de espesor y llegarán a la misma elevación del núcleo.

Los respaldos serán de material permeable, constituido de material Reynosa obtenido de bancos de préstamo. Estos tendrán como talud interior el mismo que el del núcleo mientras que su talud exterior será de 2 a 1. Externamente, la corona de la presa será de 10.00 m y taludes 2:1. En la posición adecuada, la cortina alojará un tramo de sección gravedad de concreto que incluirá la obra de control y exedencias que se describe más adelante.

Contará además con chapas de protección de roca semiacomodada de 1.50 m de espesor en ambos taludes, producto de la excavación en la obra de control y exedencias y en la obra de desvío. Esta es una arenisca que aflora en varias partes de la zona del vaso.

#### **1.2.2.1.2 Dique.**

La cortina deberá prolongarse en un largo dique para completar el cierre del vaso. Este se ubicará en la margen izquierda del cauce y tendrá un desarrollo total de 8.2 km. Su eje se localizará a una distancia media de 100 m paralelo a la carretera que une Monterrey con Reynosa, pasando por la población de China, N.L., que es la más cercana a la obra. Su ancho de corona será de 6.0 m, su elevación de corona corresponde a la de la cortina, y tendrá una altura máxima de 24 m aproximadamente.

La sección del dique será semejante a la de la cortina, estará integrada por

un núcleo de limo compactado, filtros de material Reynosa procesado y repaldos de este mismo material, y tendrá taludes exteriores de 2 a 1, contará con una chapa de roca semiacomodada de 1.5 m de espesor en el paramento de aguas arriba y aguas abajo. Para su desplante, se excavará una profundidad variable, de acuerdo con el perfil de areniscas y lutitas que se tenga.

El tratamiento de la cimentación será a base de una pantalla de inyecciones de impermeabilización, constituida por dos perforaciones externas de 5 m de profundidad y una central de 10 m. Este tratamiento será similar para la cortina.

### **1.2.2.1.3 Ataguías.**

Por su parte las ataguías, se pretende que queden incorporadas al cuerpo de la cortina, por lo que serán desplantadas a la misma elevación y formadas por los materiales de la cortina. Su corona quedará definida por el diseño hidráulico y geométrico de la obra de desvío, como se describirá más adelante.

### **1.2.2.2 Obra de Control y Excedencias.**

La capacidad de almacenamiento de la presa al NAMO será de 1094.2 mill. de m<sup>3</sup>, de los cuales 849.8 serán de capacidad útil para regulación, lo que equivale al 30% del escurrimiento máximo anual. Por tanto, la presa deberá dejar pasar el sobrante por medio de la obra de excedencias.

La obra de excedencias se localizará en la ladera o terraza de la margen izquierda del cauce del río, su eje formará un ángulo de 90° con respecto al eje de la cortina, y estará localizado en el km 1 + 465.00 del cadenamiento de la cortina. Esta obra consistirá en una presa de gravedad de concreto que contará con una sección vertedora para control y regulación de avenidas, unida a dos tramos no vertedores que ligarán adecuadamente con la cortina de materiales graduados. La estructura se desplantará al nivel de la roca que en esta parte

tiene una profundidad promedio de 5 m con respecto al nivel del terreno natural. Contendrá además un canal de acceso excavado en la ladera con plantilla a la elev. 137 y un ancho de  $B = 115$  m. La sección vertedora se construirá con descarga al río mediante un canal trapecial que dispondrá de un tanque amortiguador para incorporar el caudal excedente nuevamente al río. La obra de control permitirá regularizar avenidas hasta de  $15000 \text{ m}^3/\text{s}$  a un gasto de control de  $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

El anteproyecto definitivo considera un cimacio con cresta a la elevación 151.75. La longitud total del vertedor se fijó en 115 m adoptando un sistema de 7 compuertas de 13 m de ancho por 16 m de altura que cumple satisfactoriamente con los requisitos de gasto y nivel. Las compuertas de la estructura de control se apoyarán sobre 6 pilas y 2 muros extremos de 3 m de espesor.

El tanque será a su vez una transición de 100 m para unir una sección rectangular de 115 m de ancho con la sección trapecial de 75 m de ancho de plantilla, y taludes 1.5:1. El canal tendrá una longitud de 350 m para descargar al río con una pendiente de 0.0025. La altura promedio de excavación para el canal será de 15 m y será revestido de concreto para evitar erosiones en el tramo cercano a las obras.

### **1.2.2.3 Obras de Toma.**

#### **Obra de Toma para Abastecimiento:**

La obra de toma se localizará en la margen izquierda del río San Juan, en la estación  $3 + 800$  del eje del dique.

Con base en las necesidades de dotación de agua antes referidas se diseñará para un gasto de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ . La estructura de entrada de la obra de toma es en forma de prisma exagonal irregular, de concreto reforzado. Dispondrá de 5 compuertas de  $1.25 \times 1.60$  con umbrales a diferentes elevaciones, lo que permitirá captar el

agua de la franja de profundidades más convenientes por su calidad. El agua será conducida a la planta de bombeo con la que se iniciará el acueducto Cuchillo-Monterrey, cuyo trazo se hará con un alineamiento paralelo al del dique, como se muestra en los planos correspondientes.

Adicionalmente, en la presa se dispondrá de 2 conductos de 3 x 4 m en el área de los muros de gravedad sección no vertedora, formando una segunda obra de toma baja con el objeto de permitir el abastecimiento de pequeños caudales que puedan demandarse aguas abajo de la presa. Estos conductos servirán así mismo como auxiliares para el cierre del tajo de desvío. Un conducto más con sección circular de 80 cm. de diámetro a la elevación 138.41 y sobre el muro de concreto no vertedor hará la función de los conductos auxiliares después del cierre de la presa.

### **1.2.3 Datos de Proyecto.**

Los estudios básicos realizados llevaron a establecer los datos con los que deberían diseñarse las obras del proyecto, los cuales se enlistan a continuación:

Capacidad para azolves	100.0 millones m <sup>3</sup>
Capacidad al NAMINO	194.4 millones m <sup>3</sup>
Capacidad al NAMO	1044.2 millones m <sup>3</sup>
Capacidad al NAME	1720.6 millones m <sup>3</sup>
Elev. del fondo del río en el sitio	126.5 m.s.n.m.
Elev. del umbral de toma baja	148.31 m.s.n.m.
Elev. al NAMINO	151.41 m.s.n.m.
Elev. al NAMO	162.50 m.s.n.m.
Elev. al NAME	167.00 m.s.n.m.
Gasto de diseño de la obra de toma	1a etapa 5.0 m <sup>3</sup> /s
	2a. etapa 10.0 m <sup>3</sup> /s

<b>Gasto máximo de la avenida de diseño de la obra de control</b>	<b>5,080 m<sup>3</sup>/s</b>
<b>Gasto de regularización de avenidas</b>	<b>5,000 m<sup>3</sup>/s</b>
<b>Gasto de diseño de la obra de desvío</b>	<b>5,000 m<sup>3</sup>/s</b>
<b>Capacidad útil para agua potable</b>	<b>849.8 millones m<sup>3</sup></b>
<b>Capacidad para regulación de avenidas</b>	<b>676.4 millones m<sup>3</sup></b>
<b>Bordo libre</b>	<b>3.0 m</b>

Los datos de avenidas fueron obtenidos por métodos probabilísticos aplicados a la serie histórica de datos de la estación "El Cuchillo", localizada aproximadamente 2.5 km aguas abajo del sitio de la presa.

La capacidad para regularización de avenidas se determinó simulando el tránsito de la avenida de diseño por el vaso con el gasto de control de 5000 m<sup>3</sup>/s fijada, tomando en cuenta la capacidad del cauce aguas abajo, y un tiempo de retorno correspondiente a un riesgo aceptable de falla.

Por su parte, el bordo libre se estableció con base en los resultados de cálculos de oleaje para vientos ciclónicos.

En los planos 1 y 2 se muestra la planeación general de la disposición de las obras.

#### **1.2.4 Cantidades de Obra e Importe.**

Con base en las secciones definidas, se procedió a estimar el volumen total de obra que integra el proyecto. Para ello, se agruparon en 4 principales conceptos y se desglosó cada uno de ellos y, previa integración de precios unitarios, se estimó un costo aproximado de \$269,400 millones haciendo las siguientes consideraciones incluidas en el Cuadro 1.

**CUADRO No. 1**

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. \$	IMPORTE 10 <sup>6</sup> \$
<b>1. Excavaciones</b>				
En Material Común	m <sup>3</sup>	3,275,000	5,734	18,779
Cortina: 1,354,000				
Dique: 232,000				
Estr. control: 845,000				
Desvío: 812,000				
Toma y acceso: 32,000				
En Roca Firme	m <sup>3</sup>	1,721,000	15,522	26,713
Cortina: 428,000				
Dique: 540,000				
Estr. control: 335,000				
Desvío: 371,000				
Toma y acceso: 47,000				
<b>2. Terracerías</b>	m <sup>3</sup>	10,131,000	11,014	111,583
En cortina: 6,431,000				
En ataguas: 93,000				
En dique: 3,607,000				
<b>3. Concreto</b>				
En sección no vertedora	m <sup>3</sup>	82,900	298,399	24,737
En cimacio	m <sup>3</sup>	34,800	446,599	15,452
En muros y revestimientos (tanque)	m <sup>3</sup>	27,000	446,599	12,058
En pilas, muros y puente (Sección vertedora)	m <sup>3</sup>	12,100	545,399	6,599
En obra de toma	m <sup>3</sup>	1,000	545,399	545
<b>4. Compuertas en el vertedor incluyendo partes fijas, obturadores, motores y tableros.</b>	Pza.	7	3,914x10 <sup>6</sup>	27,398
<b>5. Tratamiento de cimentación</b>	m	25,800	500,000	12,900
<b>SUBTOTAL 1</b>				256,764
Menos material producto de excavaciones que se usará en cortina y dique, supongamos 50% del material común y 50% de la roca				-22,520
<b>SUBTOTAL 2</b>				234,244
+ 15% imprevistos				35,137
<b>TOTAL</b>				269,381

## **CAPITULO II**

## II. ESTUDIO HIDROLOGICO

### II.1 GENERALIDADES.

Para el diseño de una presa de almacenamiento o derivación, es necesario contar con un estudio hidrológico, tal que sirva de base para el proyecto de la presa y el dimensionamiento de las diversas obras que la forman; obra de desvío, obra de control y excedencias, volúmenes de aprovechamiento, entre otras.

Específicamente para la obra de desvío, en el criterio hidrológico para la elección de la avenida de diseño, es importante considerar el programa de construcción de la presa y los aspectos económicos que implica el esquema del desvío. En función del tamaño de la presa y del riesgo de posibles pérdidas económicas, el gasto de desvío puede corresponder a variaciones importantes en el período de retorno.

Este período de retorno sirve para apreciar el riesgo que se corre y no es más que el recíproco de la probabilidad de que el valor calculado sea igual o excedido en un año cualquiera del futuro de la estructura. Sin embargo, la definición del riesgo debe considerarse no solamente a cada año de la vida de la estructura, sino al conjunto de todo el período de funcionamiento que se intenta utilizar.

El riesgo se define por la siguiente expresión:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n$$

donde:      n - Período de análisis  
              Tr - Período de retorno  
              R - Riesgo calculado

Es usual en nuestro país, seleccionar como gasto de la avenida de diseño el correspondiente a una frecuencia de 20 a 30 años.

El estudio que aquí se reseña tuvo por objeto determinar los parámetros hidrológicos fundamentales que nos permitieron analizar los caudales de escurrimientos de la corriente del río San Juan, para definir su régimen y las avenidas máximas para el diseño de las estructuras, y específicamente para la obra de desvío, que es la que ahora nos ocupa.

## II.2 CARACTERISTICAS DEL RIO SAN JUAN.

El proyecto presa "El Cuchillo" se localiza sobre el río San Juan, aguas arriba de su confluencia con el río Pesquería y aguas arriba de la presa Marte R. Gómez ("El Azucar"), ubicada en el estado de Tamaulipas.

El río San Juan nace al Oeste del estado de Nuevo León, en los límites con el estado de Coahuila. Este, en su recorrido muestra otros afluentes importantes entre los que se encuentran, el río Ramos, el cual se incorpora apenas unos cuantos kilómetros aguas abajo del sitio de la presa Rodrigo Gómez ("La Boca"); el río Pilón, que nace en las cercanías de la ciudad de Monterrey, y el arroyo Mohínos que se incorpora a unos 3 kilómetros del sitio propuesto para el aprovechamiento.

La cuenca del río San Juan hasta el sitio en que se planea construir la presa, se ha estimado en 8,932 km<sup>2</sup> de superficie. Es de forma irregular y comprende los afluentes ya mencionados, excepto el río Pesquería, por quedar fuera de la zona de aprovechamiento.

El río San Juan, como lo muestra el hidrograma de la Figura II.1 tiene períodos de escurrimientos abundantes principalmente producidos por las lluvias de verano que corresponden a los meses de junio a octubre. Por encontrarse en zona ciclónica, con cierta frecuencia recibe los efectos de estas perturbaciones meteorológicas por lo que se encuentran registros de escurrimientos extraordinarios debidos a ellas.

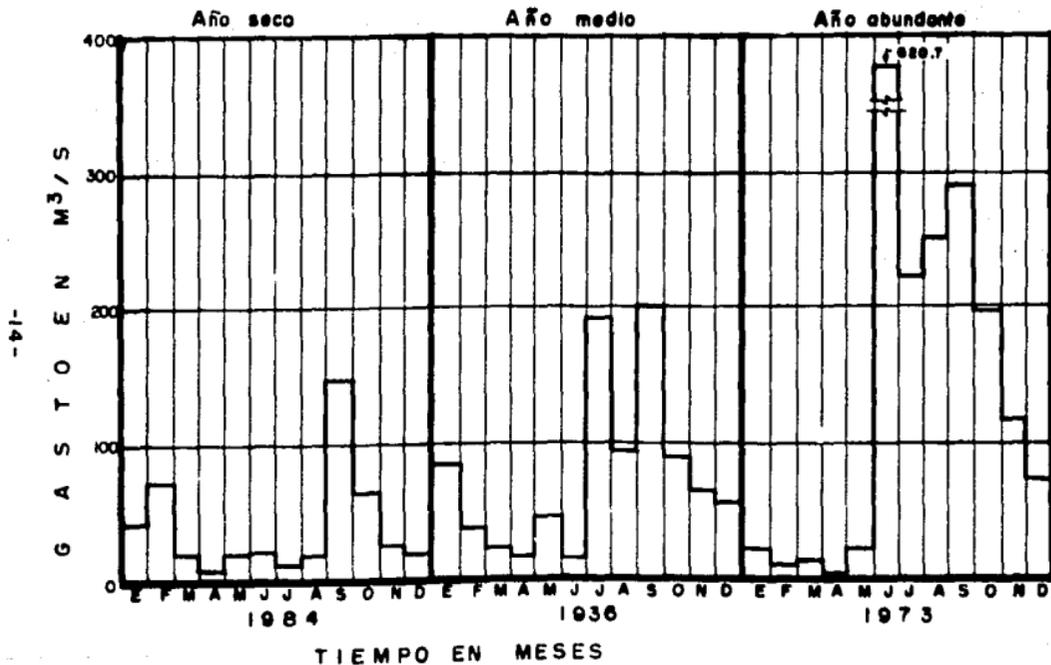


Fig. II.1 Hidrogramas del río San Juan (estación "El Cuchillo")-Ejemplos.

## **II.3 INFORMACION HIDROMETRICA.**

En la región de interés se registraron 25 estaciones climatológicas distribuidas adecuadamente en la zona del proyecto. Se contó con el reporte de caudales instantáneos de escurrimiento sólo en una estación hidrométrica denominada "El Cuchillo", que representa correctamente el régimen de los escurrimientos en el sitio de la presa debido a su cercanía a ella.

La estación "El Cuchillo" se localiza sobre el río San Juan en las cercanías del poblado de China en el estado de Nuevo León, a unos 2.5 kilómetros aguas abajo del sitio de la presa. Dadas las condiciones y debido a la falta de registros en las otras estaciones, los registros de la estación "El Cuchillo" se adoptaron de base en los análisis de funcionamiento del vaso y simulación del tránsito de avenidas para el diseño de las diversas obras, así como también en el cálculo de remansos, como se verá posteriormente.

### **II.3.1 Registros de Gastos Máximos.**

De los registros del río San Juan, resultaron de interés especial para nuestro propósito los de avenidas máximas. Así, se contó con un período de registros máximos anuales de los años de 1930 a 1988, período notablemente largo para un proyecto. En la Tabla II.1 se muestra el registro de gastos máximos anuales referidos al año en que se tuvieron.

De ellas se observa que en los últimos 25 años se presentaron dos gastos extraordinarios mayores de  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ , y que según reportes se debieron a tormentas ocurridas en los años de 1967 y 1988, cuyo gasto registrado fué de  $5,540$  y  $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$  respectivamente.

Se reportó además que de los primeros 20 gastos máximos anuales 9 de ellos pueden considerarse de origen ciclónico, esto reafirma la gran influencia de éstas

tormentas en la zona de interés. Otros 6 gastos importantes están comprendidos entre 3,355 y 1,000 m<sup>3</sup>/s y los restantes valores se agrupan abajo de los 1,000 m<sup>3</sup>/s, lo anterior señala que con muy poca frecuencia la avenida máxima anual rebasa los 5,000 m<sup>3</sup>/s y se deben generalmente a tormentas ciclónicas.

**TABLA II.1**  
**GASTOS MAXIMOS ANUALES REGISTRADOS ESTACION**  
**"EL CUCHILLO"**

AÑO	GASTO (m <sup>3</sup> /s)	AÑO	GASTO (m <sup>3</sup> /s)	AÑO	GASTO (m <sup>3</sup> /s)
1930	994.00	1950	469.00	1970	655.50
1931	332.50	1951	2,084.40	1971	649.00
1932	162.80	1952	167.40	1972	454.80
1933	2,736.50	1953	2,511.50	1973	3,355.50
1934	393.50	1954	302.70	1974	1,936.00
1935	602.80	1955	384.50	1975	643.00
1936	1,307.00	1956	125.00	1976	1,081.00
1937	139.00	1957	900.00	1977	2,000.00
1938	6,750.49	1958	1,927.00	1978	3,500.00
1939	720.00	1959	177.00	1979	355.00
1940	404.00	1960	1,677.60	1980	225.93
1941	1,194.00	1961	492.00	1981	396.00
1942	817.21	1962	548.50	1982	210.00
1943	675.50	1963	603.00	1983	366.87
1944	1,584.8	1964	348.20	1984	183.87
1945	3,358.00	1965	1,274.00	1985	115.17
1946	526.35	1966	726.75	1986	963.67
1947	1,393.65	1967	5,540.00	1987	688.61
1948	1,173.10	1968	464.50	1988	7,500.00
1949	381.80	1969	470.56		

### **II.3.2 Envoltente de Gastos Medios Diarios.**

Se elaboró con los registros de escurrimientos medios diarios obtenidos en la estación "El Cuchillo", la envoltente de dichos gastos durante la época de estiaje que comprende los meses de noviembre a mayo (Ver Tabla II.2).

Durante esta época, se tiene un gasto medio máximo registrado de  $392 \text{ m}^3/\text{s}$  ocurrido en mayo de 1957 siguiéndole en magnitud uno de  $264 \text{ m}^3/\text{s}$ . Dependiendo del programa de construcción para el cierre del tajo, se recomienda que los conductos auxiliares para el cierre sean capaces de desalojar dicho gasto verificándose posteriormente mediante un análisis de simular el tránsito de la envoltente a través de ellos.

### **II.3.3 Curva de Gastos del Río.**

De la estación hidrométrica "El Cuchillo", también se contó con datos de la escala, en los que se relaciona el gasto de los escurrimientos del río San Juan contra la elevación de la superficie libre del agua. Por considerar que esta curva corresponde a una sección del río en particular, no resultó conveniente aplicarla directamente al sitio de la presa, por encontrarse ésta para tal efecto a considerable distancia de la estación hidrométrica.

En este caso, la curva se transportó mediante un método adecuado a base de calcular remansos para varios gastos obteniéndose la curva de gastos para este sitio de interés, su cálculo se muestra en el Capítulo IV de este trabajo. En la Tabla II.3 se muestra la curva del río de la estación "El Cuchillo" y que sirvió de partida para los análisis de los remansos.

**TABLA II.2**  
**ENVOLVENTE DE GASTOS MEDIOS DIARIOS EN M3/S**

DIA	NOVIEMBRE		DICIEMBRE		ENERO		FEBRERO		MARZO		ABRIL		MAYO	
	GASTO (m <sup>3</sup> /s)	AÑO												
1	186.10	1958	73.08	1978	86.63	1938	121.80	1984	28.38	1931	26.83	1941	117.80	1983
2	154.30	1958	66.44	1978	81.86	1938	83.74	1984	27.70	1931	25.88	1941	280.80	1988
3	171.20	1958	82.38	1978	86.88	1938	87.47	1984	28.04	1931	23.84	1941	184.00	1988
4	172.80	1958	69.31	1978	45.19	1938	45.23	1984	25.35	1931	46.80	1983	217.30	1981
5	150.80	1958	56.91	1978	42.45	1938	40.85	1931	25.63	1931	18.80	1941	180.30	1988
6	134.80	1958	53.25	1978	40.34	1938	38.71	1931	24.88	1931	44.88	1934	124.70	1988
7	123.80	1958	51.79	1978	40.42	1938	37.31	1931	23.95	1931	26.03	1934	88.84	1981
8	115.70	1958	52.08	1978	35.81	1938	35.21	1931	22.83	1931	33.48	1934	82.28	1983
9	108.30	1958	46.99	1978	34.94	1938	33.20	1931	22.60	1931	34.80	1954	82.31	1988
10	102.10	1958	45.84	1978	34.32	1938	38.46	1970	22.18	1931	84.08	1984	88.38	1972
11	98.90	1958	44.70	1978	33.59	1938	37.09	1970	21.32	1931	38.74	1970	121.70	1973
12	82.89	1958	44.18	1978	32.86	1938	30.19	1931	43.83	1987	82.58	1982	148.70	1948
13	88.04	1958	45.19	1978	32.89	1938	29.24	1931	21.80	1974	284.00	1987	120.80	1948
14	83.73	1958	44.85	1978	31.05	1938	28.70	1931	19.77	1972	110.80	1984	89.70	1958
15	132.80	1958	43.98	1978	45.27	1945	29.80	1931	117.00	1987	121.40	1988	234.80	1981
16	82.18	1988	42.22	1978	28.75	1938	30.87	1931	36.44	1987	81.18	1977	88.47	1981
17	75.07	1958	41.11	1978	28.08	1938	104.30	1987	24.33	1931	88.43	1981	117.30	1985
18	158.70	1978	41.34	1978	26.78	1988	38.81	1987	31.56	1974	203.70	1981	177.30	1985
19	147.80	1978	40.85	1978	26.48	1988	29.22	1931	22.21	1931	142.80	1981	230.20	1972
20	128.70	1978	40.24	1978	26.48	1988	28.84	1931	25.32	1988	83.73	1987	151.80	1988
21	105.10	1978	37.12	1940	31.27	1931	27.84	1931	20.20	1931	88.63	1942	288.80	1984
22	89.84	1978	36.14	1940	28.44	1931	27.41	1931	18.81	1931	58.80	1987	261.40	1984
23	81.73	1978	35.83	1940	25.57	1988	119.50	1988	18.80	1931	88.00	1988	161.80	1984
24	78.35	1978	37.23	1978	30.04	1981	54.53	1988	80.91	1981	223.30	1988	154.70	1988
25	74.52	1978	101.10	1988	24.46	1988	34.07	1988	48.41	1981	128.00	1988	130.30	1988
26	71.80	1978	219.80	1935	35.68	1984	28.84	1988	17.37	1931	83.42	1988	198.00	1983
27	63.31	1978	113.40	1935	41.14	1984	30.87	1931	17.02	1931	38.84	1988	81.81	1983
28	87.15	1978	101.70	1935	44.38	1941	31.72	1931	38.87	1941	138.50	1987	218.40	1983
29	83.83	1978	89.25	1935	29.54	1941	15.88	1988	50.08	1941	135.50	1987	280.40	1983
30	82.08	1978	61.14	1935	230.10	1931			65.80	1988	152.70	1987	222.80	1983
31					177.80	1931			32.82	1941			389.00	1930

**TABLA II.3**  
**CURVA DE GASTOS RIO SAN JUAN ESTACION**  
**HIDROMETRICA 'EL CUCHILLO'**

ELEVACION (m.s.n.m.)	GASTO (M <sup>3</sup> /S)
126.536	0
127.000	10
127.500	20
128.000	40
128.500	60
129.000	100
129.500	150
130.000	210
130.500	280
131.000	370
131.500	480
132.000	610
132.500	780
133.000	980
133.500	1,200
134.000	1,440
134.500	1,740
135.000	2,040
135.500	2,400
136.000	2,800
136.500	3,320
137.000	4,100
137.500	5,000
138.000	5,880
138.500	6,500
139.000	7,100
139.500	7,880
140.000	8,300
140.500	8,700

## **II.4 FUNCIONAMIENTO DEL VASO.**

Aunque este estudio no es necesario para el proyecto de la obra de desvío, motivo de este trabajo, se describe brevemente a continuación: Se efectuaron simulaciones del funcionamiento del vaso considerando diferentes capacidades útiles demandadas para suministro de agua potable a la ciudad de Monterrey; así mismo, se consideraron demandas por concepto de riego de 30,000 hectáreas que se localizan dentro de la cuenca.

Para simular el funcionamiento del vaso se utilizó la ecuación de continuidad:

$$E - S = V$$

donde:      E - Entradas al vaso  
              S - Salidas  
              V - Volumen acumulado en el vaso

Bajo estas condiciones, el funcionamiento dio como resultado una capacidad máxima más recomendable de 1,720.6 millones de metros cúbicos, que permiten proporcionar un gasto firme de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  a la ciudad de Monterrey. Se definieron los niveles de aprovechamiento de la presa, quedando el NAME a la elevación 167.00 m, NAMO a la 162.50 m y el nivel de aguas muertas a la elevación 147.50 m. Con esto, quedan definidos los datos para diseño de la presa.

## **II.5 AVENIDA DE DISEÑO.**

Para determinar el gasto de diseño de la obra de desvío, se realizó un estudio probabilístico de gastos máximos anuales, cuyo desarrollo no se mostrará por ser muy extenso y quedar fuera de los alcances de este trabajo. Para esto, se basó en los registros de la estación hidrométrica "El Cuchillo", ya mostrados antes.

Se realizaron ajustes a distintas distribuciones de probabilidad, encontrándose que de las distribuciones aplicadas, la doble Gumbel es la que mejor

representa la población de gastos; de ésta, se desprende que para un período de retorno de 25 años (Ver Figura II.2), le corresponde un gasto aproximado de  $5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Otro método adoptado para valuar el gasto de diseño, consistió en tomar el gasto máximo observado en el sitio. Por este método, de los registros de escurrimiento de gastos máximos, se tiene un gasto de  $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$  como el mayor que se ha presentado; a este gasto, le corresponde un período de recurrencia observado de 59 años y un ajustado de 120 años como se observa en la figura II.2.

Debido a que no se contó con el hidrograma de esta avenida, para obtener la forma de éste se procedió a mayorar el hidrograma histórico de la avenida de 1967, obteniéndose el hidrograma que se muestra en la Figura II.3. De éste resultó un volumen de 1,030 millones de metros cúbicos con una duración de 6 días.

## II.6 CONCLUSIONES.

Para fines de desarrollar el presente trabajo se adoptó como gasto de diseño de la obra de desvío de la presa "El Cuchillo" de  $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$  aunque la distribución de probabilidades marque como gasto de diseño el de la avenida de  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ . Para el diseño de los conductos auxiliares en el cierre del tajo, se realizará el tránsito de la envolvente de gastos medios diarios.

En los capítulos subsecuentes contando con los gastos de diseño se procederá al diseño mismo de las obras implicadas en el esquema de desvío.

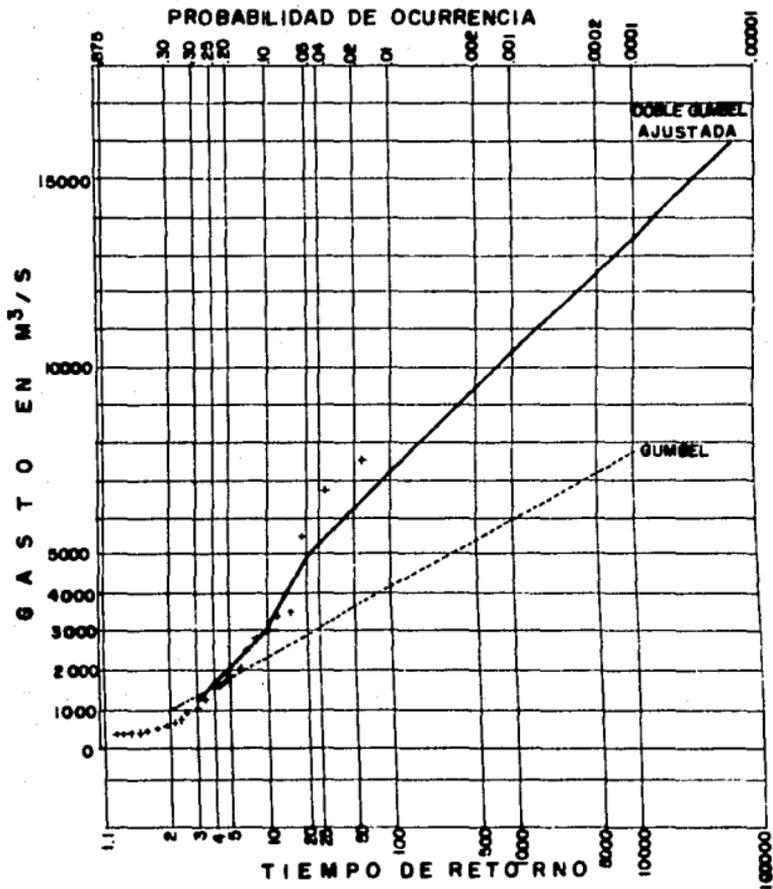


Fig. 11.2 Probabilidad de ocurrencia de avenidas.

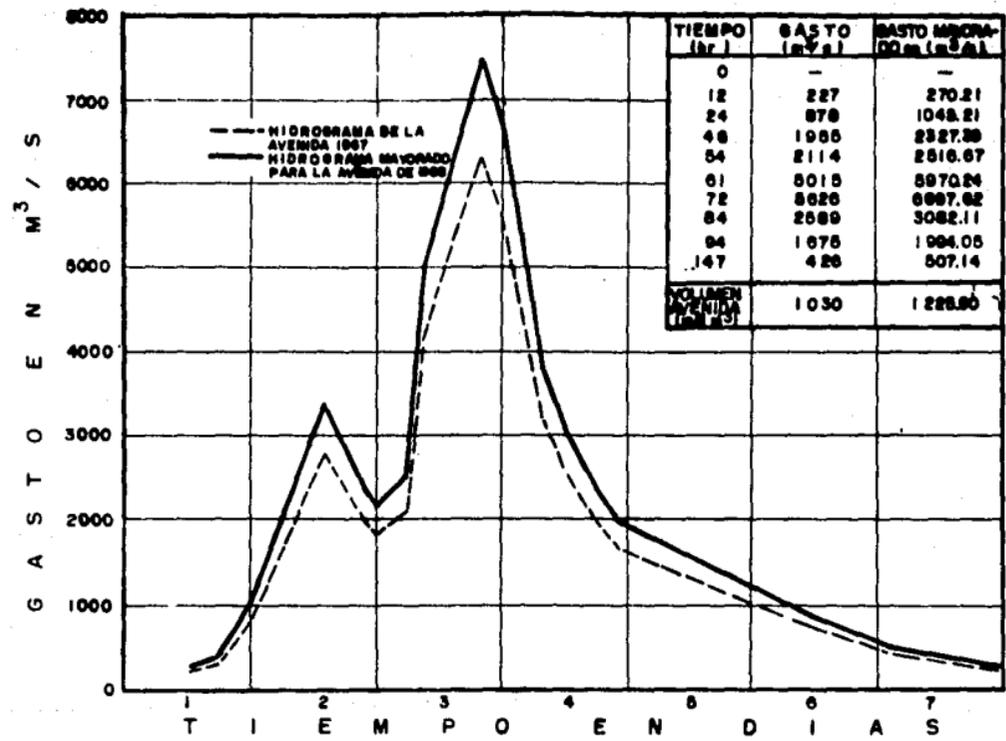


Fig. 11.3 Hidrograma mayorado para la avenida de 7500 m<sup>3</sup>/s

# **CAPITULO III**

### **III. ELECCION DEL TIPO DE DESVIO**

#### **III.1 GENERALIDADES.**

Las estructuras principales que constituyen una presa son: la cortina o presa propiamente dicha, los diques secundarios (si es que existen), la obra de excedencias, la obra de toma y la obra de desvío. Todas estas estructuras son definitivas con excepción de la última que en general es una obra provisional que se utiliza durante la construcción de la presa.

La obra de desvío tiene por objeto dejar en seco el sitio de una cortina y las obras auxiliares durante el período de construcción, para lo cual es necesario desviar temporalmente el escurrimiento del río, es decir, estas estructuras sirven para aislar la zona de construcción de la corriente.

Las formas más comunes para desviar la corriente durante la construcción tomando en cuenta la frecuencia de su empleo son:

- Canales o tajos a cielo abierto.
- Túneles.
- Conductos através de la cortina.

El método o sistema para desviar la avenida del río durante la construcción de la presa, depende de un número muy grande de parámetros, los que mayor influencia tienen son: Hidrológicos, topográficos, geológicos y de planeación.

En este capítulo se pretende, más que hacer un análisis comparativo entre los distintos tipos de desvío, justificar la razón de la elección de un tipo en particular de desvío, así como la descripción general de sus características para posteriormente hacer un análisis detallado de su funcionamiento hidráulico.

### **III.2 FACTORES QUE DETERMINARON EL TIPO DE DESVÍO.**

Fueron varios elementos los que llevaron a determinar que el método de desvío más recomendable era a base de un tajo de desvío. Primeramente un elemento preponderante para la selección de este tipo de desvío fue el que se refiere a la topografía del sitio; en general se observó de la topografía del lugar (Ver Plano 1), que se tiene un tipo de boquilla abierta (muy extendida). Por otra parte, las características geológicas del sitio no son favorables a la construcción de túneles, como se expresa más adelante.

Aparte de mencionar que en general es más recomendable el empleo de tajos de desvío que el de túneles debido a que su capacidad de descarga es mayor para niveles menores.

Otro elemento que intervino directamente en la elección de este tipo de desvío, fué el aspecto hidrológico, en el que a partir del conocimiento de los escurrimientos por el sitio de la presa, permitió definir la avenida de diseño (Capítulo II), misma que se realizó la simulación de su tránsito, obteniéndose como resultados importantes que influyeron en la elección del tipo de desvío la elevación máxima del agua y el gasto máximo por la estructura de desvío. Pudo observarse que el tipo de desvío que se requería para una capacidad máxima de  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  era más fácil poder proporcionarlo por medio de un tajo de desvío, pues el hecho de emplear un sistema a base de conductos arrojaría dimensiones demasiado grandes, lo que se traduciría en un costo más elevado para la obra.

Otro aspecto de no menos importancia fué el que se refirió a la geología del sitio, de donde como parte de los trabajos de exploración que se realizaron para el diseño de la presa "El Cuchillo" se efectuaron una serie de sondeos sobre el eje de la cortina, representándose en los planos de la fotogrametría las curvas de nivel que indican el horizonte de la roca. Las fuentes de esta información fueron: Sondeos de muestreo, observaciones visuales y exploraciones realizadas por la

antigua SRH en años anteriores de ellos como resultados importantes se desprenden, la profundidad del manto rocoso, así como el espesor del suelo residual. Estos datos definieron un papel muy importante en lo que se refirió a la elección del tipo de desvío, así como la ubicación del tajo. No se consideró necesario (para fines de anteproyecto), el realizar un análisis comparativo, ya que estos elementos indujeron a primera instancia que el tipo de desvío más recomendable era por medio de un tajo.

### **III.3 UBICACION DEL TAJO DE DESVIO.**

#### **III.3.1 Trazo en Planta.**

Para la ubicación del tajo, se consideró como factor principal la topografía del terreno. Se pretendió alojar el tajo sobre la margen izquierda del río en la estación 1 + 740.0 del eje de la cortina, ya que las condiciones del sitio y las características del río así lo facilitaban, además de que con esta disposición se tiene el mayor volumen de materiales colocados en una primera etapa.

El eje del tajo en el tramo de la cortina formará un ángulo de 90° con la intersección del eje de la cortina; tendrá una longitud de 1,440 m aproximadamente.

Para ligar la entrada con la salida, se tendrá una curva de 66° de deflexión y 114.737 m de radio entre el km 0 + 800 y 1 + 000 a partir del inicio del tajo.

Su trazo se hizo pensando en que el volumen de excavaciones fuera el menor, por lo que su tramo de entrada se localiza siguiendo el arroyo Tinajas (Ver plano No 1).

### **III.3.2 Trazo del Perfil.**

La condición de partida para definir el perfil del canal de desvío es la cota final de la descarga en donde el caudal se incorporará nuevamente al río. En el siguiente capítulo se muestra el procedimiento que se llevó a cabo para que a partir de dicha elevación se definiera la pendiente del canal de manera que cumpliera con los requisitos siguientes:

- a) La elevación de la plantilla en el origen del canal puede quedar sobre el nivel medio del lecho del río, de acuerdo con la topografía de la sección transversal del cauce en el sitio.
- b) Elevaciones de la plantilla del canal en el origen demasiado altas con respecto al lecho del río, significa mayor altura de la corona en la atagüa de aguas arriba y por lo tanto, mayor costo.
- c) La pendiente del canal puede considerarse nula, y en todo caso debe fijarse menor que la crítica para el gasto de diseño y los gastos menores, con el objeto de conseguir un flujo subcrítico que erosione lo menos posible las paredes del canal.

### **III.4 FUNCIONAMIENTO DE LA OBRA DE DESVÍO.**

#### **III.4.1 Escurrimiento del Río por el Tajo de Desvío.**

Las atagüas impedirán el paso de los escurrimientos sobre el cauce del río para realizar en seco las obras de construcción de la cortina. Estas serán estructuras pertenecientes a la obra de desvío que se emplearán para desviar la corriente, encauzándola por el tajo.

En cuanto a la ubicación, se pretende que éstas formen parte de la cortina,

para lo cual se propone utilizar ataguas tipo terraplén y para que puedan formar parte del conjunto éstas serán compactadas y construidas de materiales graduados, (Ver plano correspondiente).

Por lo que respecta a la altura de las ataguas, ésta quedará definida por el tránsito de la avenida de diseño y la interrelación entre las características del sitio y geométricas de las ataguas, así como las dimensiones y características del tajo de desvío, incluyendo además todos los elementos que intervienen en la evaluación del bordo libre, así como señalada la profundidad de excavación para el desplante de la cortina.

La atagúa de aguas arriba, dará lugar a la formación de un pequeño vaso de almacenamiento, el cual proporcionará la carga hidráulica necesaria para que el flujo sea por el canal de desvío. Por otra parte, la atagúa de aguas abajo cierra el cauce en este lado para que el agua no se regrese a la zona de construcción.

Con la obra en las condiciones anteriores, los caudales del río pasarán por el tajo de desvío durante todo el período que se requiera para realizar las actividades comprendidas en la primera etapa de la cortina que se localizará en el cauce del río y en la margen opuesta al lado del tajo.

#### **III.4.2 Cierre de la Obra de Desvío.**

Terminada la primera etapa de construcción de la cortina, se procederá a cerrar el tajo de desvío en sus extremos, con el objeto de continuar la construcción en la zona ocupada por la obra de desvío.

Para este fin se requerirá una obra auxiliar que permitirá el paso de los escurrimientos mientras se efectúen las labores de construcción de la cortina en ese tramo y el nivel de terracerías alcance alturas suficientes para que el agua embalsada descargue en forma segura por la obra de excedencias y/o por la toma.

La obra auxiliar de cierre estará formada por dos conductos localizados paralelamente al tajo de desvío a través de la sección de concreto no vertedora. Estos conductos se construirán durante la primera etapa de la cortina. El funcionamiento del conducto auxiliar se programará desde el inicio del período de estiaje, con el propósito de disponer de mayor tiempo con escurrimientos reducidos para realizar las labores de construcción de la cortina en la zona de desvío, empleando un conducto lo más económico posible.

# **CAPITULO IV**

## **IV. DISEÑO HIDRAULICO Y GEOMETRICO DE LA OBRA DE DESVIO**

### **IV.1 GENERALIDADES.**

La obra de desvío se diseña con la capacidad suficiente para dar paso a los escurrimientos del río correspondientes a las diferentes épocas hidrológicas ligadas con las actividades del programa de construcción, incluyendo las avenidas. Su función es permitir la construcción de las obras, por lo que debe garantizar que los escurrimientos en ningún momento impidan el avance planeado de las obras.

El presente capítulo tiene la finalidad de reseñar el diseño hidráulico y geométrico de la obra de desvío, basándose en el estudio hidrológico (Cap. II), en la topografía y geología que se tiene en el lugar, de modo tal que permita la construcción de las obras en forma segura. Comprende la secuencia para la elección de la geometría y elevación de plantilla del tajo de desvío, el procedimiento de cálculo de la curva de gastos del río en la descarga del tajo, cálculos hidráulicos para la elección del tajo y finalmente se muestran las conclusiones y comentarios como consecuencia de todo el análisis.

### **IV.2 ANTECEDENTES.**

Para el proyecto de la presa "El Cuchillo", se plantearon inicialmente cuatro alternativas para ubicar la estructura de control, contemplando en cada una de ellas la obra de desvío.

La primera alternativa ubica la estructura de control en el cauce del río con descarga directa hacia aguas abajo. En esta, el tajo de desvío se localizó en la margen izquierda de dicha estructura. El tajo se forma por una excavación en la ladera y se completa por tres atagüfas, una longitudinal y dos transversales protegiendo la zona de construcción en la margen derecha del cauce.

La alternativa No. 2 se localizó en un eje aguas arriba de la primera, quedando la estructura de control en la margen izquierda del cauce. El tajo de desvío se propuso quedara a través del muro de gravedad sección no vertedora de la margen derecha. El tajo se forma totalmente en excavación, con acceso y descarga al río, de 1.5 km de longitud aproximada.

La alternativa No. 3 consideró la estructura de control en la margen izquierda más alejada del cauce, quedando el tajo de desvío en la misma posición de la alternativa No. 2, sólo que éste se localizó a través de la cortina de materiales graduados.

Planteadas las primeras tres alternativas, se hizo un análisis de precios y cantidades de obra para cada alternativa, arrojando los siguientes resultados: La alternativa No. 1 resultó del orden del 15% mayor del costo de la alternativa de menor costo. Las alternativas 2 y 3 resultaron muy semejantes apenas 0.08% de diferencia entre ambas. Después de una revisión y considerando otros aspectos de diseño, se decidió que la alternativa 2 era la más conveniente.

#### IV.3 ALTERNATIVA DE ANTEPROYECTO.

Al disponerse a nueva información de topografía y geología, se adaptaron los datos de proyecto; esto llevó aún a mayores ventajas a la alternativa seleccionada formulándose así, el anteproyecto denominado alternativa No. 4

En esta alternativa se modificó la localización del tajo, cambiando del muro de sección gravedad a la cortina de materiales graduados por considerarlo más conveniente, pues los cálculos realizados arrojaron un ancho de plantilla de 80 m. Aquí la elevación de la plantilla se fijó de acuerdo al perfil geológico procurando que las excavaciones en roca fueran mínimas, con la finalidad de no afectar demasiado el presupuesto.

### **IV.3.1 Cálculo del Ancho de Plantilla.**

Debido a la finalidad que se perseguía en las primeras tres alternativas, de hacer una mera comparación para elegir la más conveniente; para definir la sección del tajo, se basó más que nada en las características del río en el sitio de la presa. Se propuso un ancho de plantilla de  $B = 45.00$  m con talud de 1.5 a 1 quedando la altura de ataguías a la elevación 140 m la de aguas arriba y a la 135 m la ataguía de aguas abajo.

En la alternativa No. 4 el cálculo de ancho de plantilla se realizó haciendo las siguientes consideraciones:

- i) El tajo se diseñaría para que pase el gasto máximo de  $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- ii) Se supuso la elevación de la superficie del agua constante en el tajo, desde la entrada hasta la salida.
- iii) La elevación de la superficie del agua se determinó con el método sección pendiente del río, obteniéndose la elevación 139.95 m para el gasto máximo.
- iv) Del perfil geológico correspondiente se determinó que la plantilla del tajo quedará a la elevación 130.00 m.
- v) Se supuso que el gasto máximo pasa a través del tajo con la energía mínima, condición de régimen crítico.

### CALCULOS:

De la ecuación de régimen crítico:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \text{..... 1)}$$

Donde:

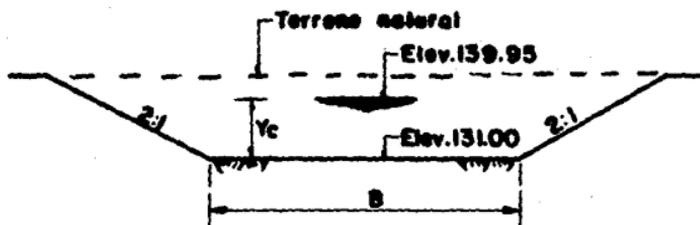
Q = Gasto máximo : 7,500 m<sup>3</sup>/s

g = Constante: 9.81 m/s<sup>2</sup>

A = Area crítica

T = Ancho de la superficie del agua.

Propiedades de la sección:



$$A = (B + 2Yc)Yc$$

$$T = B + 4Yc$$

$$Yc = 8.95 \text{ m}$$

$$A = 8.95 B + 160.205$$

$$T = B + 35.8$$

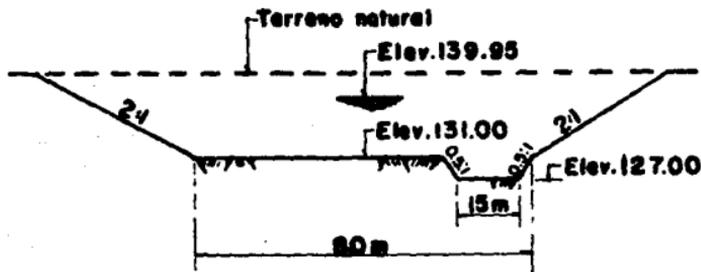
Sustituyendo valores en la ecuación 1) queda:

$$\frac{7500^2}{9.81} = \frac{(8.95B + 160.205)^3}{(B + 35.8)}$$

Resolviendo por tanteos se tiene, para que pasen los 7,500 m<sup>3</sup>/s por el tajo, es necesario un ancho de plantilla de 79.41 m o mayor. Por esta razón se decidió localizar el tajo a través de la cortina de materiales graduados, pues no cabría en la zona de cortina de gravedad.

Pensando en los escurrimientos pequeños del río durante la etapa de construcción de la cortina, dentro del tajo de desvío se localizó un tajo pequeño auxiliar de 15 m de ancho y se propuso que la elevación de su plantilla quedara a la elevación del lecho del río, que según la topografía, se ubica en la cota 127.00 m.

Finalmente la sección del tajo quedó como se muestra:



#### IV. 4 CURVA DE GASTOS DEL RIO EN LA DESCARGA DEL TAJO.

En este estudio se obtuvieron los perfiles de la superficie del agua para varios gastos: 100, 500, 2000, 5000 y 7500 m<sup>3</sup>/s. Se aplicó un método válido para cauces naturales<sup>1</sup> con tramos de pendiente relativamente uniforme y en donde su sección transversal no experimenta cambios excesivos. Bajo estas condiciones se despreciaron los cambios de carga de velocidad y pérdidas por turbulencia.

Antes de iniciar los cálculos se hicieron las siguientes consideraciones:

1. No será posible aplicar el método secciónpendiente del río, ya que aguas abajo se localiza una presa derivadora que provoca un remanso en la superficie libre del agua, siendo incorrectos los valores obtenidos en cálculos anteriores (esta información se conoció con posterioridad).
2. El valor del coeficiente de rugosidad (n) se fijó con base en datos y fotografías del cauce y en información de la referencia<sup>2</sup>, seleccionándose el valor de  $n = 0.020$  para realizar los cálculos (cauce amplio, recto, labrado en material suave; tirantes grandes).

##### IV.4.1 Procedimiento de Cálculo.

- a) Se eligieron secciones del río arbitrarias A,B,C,...F.
- b) Se obtuvo la curva de gastos del río para la sección transversal más baja, en este caso sección A (Fig. IV.1), estación hidrométrica.

---

1 Ref. Diseño de presas pequeñas (USBR).

2 Ref. Hidráulica de los canales abiertos, V.T. Chow.

- c) Se propuso un conjunto de valores de gastos para el cálculo de los perfiles (100, 500, 2000, 5000, 7500 m<sup>3</sup>/s).
- d) La sección A, que es la más lejana aguas abajo y que corresponde a la estación hidrométrica "El Cuchillo", fué el punto de partida para el cálculo del perfil, ésta se muestra en la Fig. IV.2 y nos proporciona una idea de la sección del cauce.
- e) Para cada sección, se obtuvieron sus propiedades hidráulicas (A, Rh, Pm) (Ver tabla IV.1). Posteriormente se formó una curva elevaciones-coeficiente de conducción (Kd) para cada una de las secciones implicadas, y que se presenta en la misma tabla.

#### IV.4.2 Cálculo del Perfil para un Gasto de 100 m<sup>3</sup>/s.

Los cálculos se resumen en la Tabla IV.2, donde en la columna 1 aparecen las secciones que se seleccionaron para el análisis.

La columna 2, se inicia con la elevación de la superficie del agua que se tiene en la curva de gastos del río, para este gasto corresponde la elevación 129.00 m.

La columna 3, contiene el valor del coeficiente de conducción (Kd) que se valúa como:

$$Kd = \frac{1}{n} ARh^{2/3}$$

- donde:
- n = Coeficiente de rugosidad (0.020)
  - A = Area hidráulica de la sección (137.35 m<sup>2</sup>)
  - Rh = Radio hidráulico (2.074)

Por lo tanto, para la sección inicial:

$$Kd = \frac{1}{0.020} (137.35)(2.074)^{2/3} = 11167.00$$

Para el resto de los cálculos, estos valores se pueden obtener de la tabla IV.1 interpolando cuando sea necesario.

Luego se propuso un nivel para la superficie libre de la siguiente sección aguas arriba (sección B). Se supuso un nivel de 129.04. Para esta elevación se obtuvo el valor correspondiente de kd de la sección en cuestión y se anotó en la columna 3.

$$Kd = 10874.6$$

Columna 4. Aparecen los valores de los promedios de los valores de kd de los tramos sucesivos entre las secciones transversales.

$$Kd_{prom} = \frac{(Kda + Kdb)}{2}$$

$$Kd_{prom} = \frac{(11,167.0 + 10,874.6)}{2}$$

$$Kd_{prom} = 10920.8$$

Columna 5. Se anotó la longitud de los tramos sucesivos entre las secciones transversales.

$$l (A - B) = 290.0 \text{ m}$$

Columna 6. Se calculó la pendiente del gradiente de energía (Sf).

$$Sf = \left( \frac{Q}{Kd_{prom}} \right)^2$$

$$Sf = \left( \frac{100}{10,920.8} \right)^2$$

$$Sf = 0.00008$$

Columna 7. Se calculó la pérdida de carga (hf) multiplicando los valores de la columna 5 y 6.

$$hf = Sf \times l$$

$$hf = 0.00008 \times 290$$

$$hf = 0.023$$

Columna 8. La elevación se determinó añadiendo el valor de la columna 7 a la cantidad correspondiente al renglón anterior de la columna 8.

$$\text{Elev.} = 129.00 + 0.023 = 129.023 \text{ m.}$$

Los cálculos se consideran completos cuando los valores de las columnas 2 y 8 fueron iguales. En este análisis se tomaron como resultados satisfactorios cuando los valores difirieron en menos de 0.01 m.

Como la diferencia resulto de 0.07 m mayor que 0.01 m los cálculos se repiieron, se propuso una nueva elevación 129.025 que resulto dentro de la tolerancia, como se aprecia en la tabla IV.2.

Luego se prosiguió con el cálculo de la siguiente estación aguas arriba, sección C, repitiéndose el mismo procedimiento con una elevación de tanteo en esa sección. Se repitieron así los cálculos para las demás secciones y para los otros gastos para obtener varios perfiles de la superficie del agua. Ver Tablas IV.2, IV.3, IV.4, IV.5 Y IV.6.

Finalmente la curva de gastos para la sección de la descarga del tajo de desvío (sección F) se construyó tomando los datos de los diferentes perfiles de la superficie libre, quedando como se muestra en la Figura IV.3.

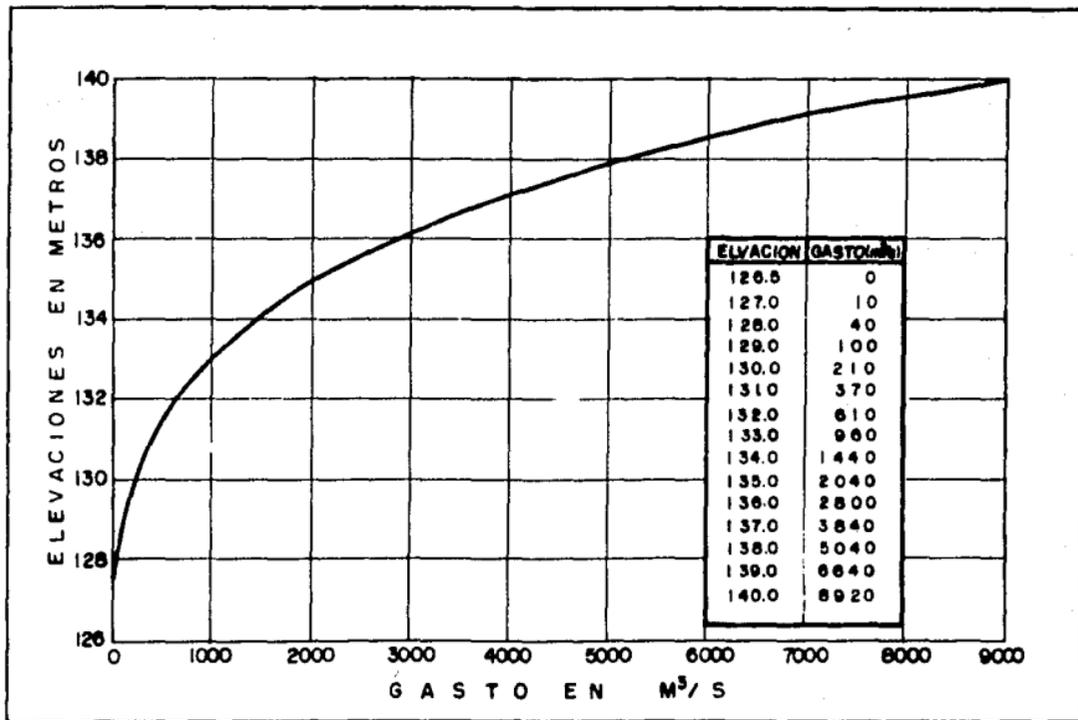


Fig. IV.1.-Curva de gastos del río, sección "A" (estación "EL Cuculillo")

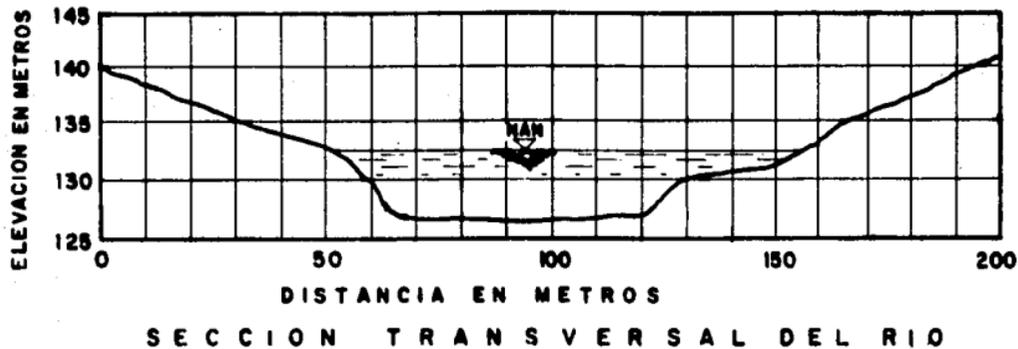


Fig. IV.2- Sección transversal del río, sección A.

**TABLA IV.1 PROPIEDADES HIDRAULICAS DE LAS SECCIONES DEL RIO**

ELEVACION m	SECCION "A"				SECCION "B"			
	A m <sup>2</sup>	Pm m	Rh m	Kd	A m <sup>2</sup>	Pm m	Rh m	Kd
127	0	0	0	0	0	0	0	0
128	74.20	61.96	1.198	4183.9	66.00	68.11	0.969	3231.4
129	137.35	66.24	2.074	11167.0	135.75	73.07	1.858	10257.5
130	204.20	70.62	2.892	20724.8	212.25	78.00	2.721	20684.9
131	279.75	84.30	3.319	31121.0	286.25	83.85	3.414	32448.7
132	368.00	96.08	3.830	45041.9	372.00	92.12	4.038	47168.6
133	469.90	108.45	4.333	62443.5	466.00	99.88	4.666	65057.9
134	586.80	122.14	4.804	83537.5	378.88	115.21	5.025	84909.7
135	717.00	135.12	5.306	109063.3	691.75	130.53	5.300	105136.1
136	860.10	148.28	5.801	138835.6	836.25	163.65	5.110	124044.9
137	1016.20	161.43	6.294	173225.2	1002.25	187.22	5.353	153354.4
138	1184.15	172.32	6.872	214009.1	1175.75	191.14	6.151	197360.7
139	1362.80	183.21	7.439	259654.4	1359.25	204.30	6.653	240412.3
140	1552.15	194.09	7.997	310348.7	1555.75	217.47	7.154	288805.6
141								
142								
142.5								

(Continuación Tabla IV.1)

ELEVACION m	SECCION "C"				SECCION "D"			
	A <sub>m</sub> <sup>2</sup>	P <sub>m</sub>	Rh <sub>m</sub>	Kd	A <sub>m</sub> <sup>2</sup>	P <sub>m</sub>	Rh <sub>m</sub>	Kd
127	0	0	0	0	0	0	0	0
128	55.25	58.43	0.946	2661.5	69.13	74.47	0.928	3289.2
129	115.25	62.92	1.832	7036.7	148.51	84.94	1.747	10771.9
130	178.50	67.03	2.663	17147.5	236.76	92.73	2.553	22113.9
131	247.00	79.33	3.323	27501.6	331.26	98.13	3.375	37272.5
132	322.75	87.16	3.703	38626.5	430.26	102.60	4.193	55943.6
133	406.50	95.89	4.239	53236.5	533.51	107.53	4.961	77599.4
134	502.00	111.03	4.521	68631.4	644.76	119.22	5.408	99327.3
135	614.25	129.64	4.738	86640.7	770.01	135.86	5.668	122452.9
136	744.75	147.76	5.040	109467.5	908.51	146.06	6.220	153639.4
137	895.25	169.85	5.271	135571.2	1057.01	156.28	6.764	189017.5
138	1065.25	186.99	5.697	169892.9	1220.26	175.97	6.934	221867.7
139	1251.50	202.63	6.176	210648.3	1406.26	202.05	6.960	256312.3
140	1469.25	250.18	5.878	239126.6	1725.76	443.08	3.895	213608.3
141					2242.26	519.62	4.315	297150.5
142								
142.5								

(Continuación Tabla IV.1)

ELEVACION ■	SECCION "E"				SECCION "F"			
	A <sub>2</sub> ■ <sup>2</sup>	P <sub>m</sub> ■	Rh ■	Kd	A <sub>2</sub> ■ <sup>2</sup>	P <sub>m</sub> ■	Rh ■	Kd
127	0	0	0	0	0	0	0	0
128	75.97	60.16	1.263	4437.6	89.50	63.22	1.416	5642.1
129	138.98	66.31	2.096	11380.9	154.50	66.44	2.325	13559.1
130	208.65	74.43	2.803	20742.1	219.15	69.66	3.151	23588.8
131	302.90	116.02	2.612	28715.2	299.25	82.16	3.642	35420.4
132	427.65	135.63	3.153	45978.7	379.00	94.65	4.004	47784.6
133	570.90	153.25	3.725	68597.1	475.50	104.12	4.567	65443.2
134	728.90	165.53	4.403	97908.8	579.75	111.12	5.217	87443.2
135	896.00	173.81	5.155	133688.9	693.00	123.08	5.630	109664.8
136	1072.50	183.12	5.857	174239.3	816.90	133.15	6.135	136885.5
137	1258.75	191.87	6.560	220560.3	951.15	144.71	6.573	166872.9
138	1455.75	205.06	7.099	268858.5	1096.75	156.27	7.018	201016.8
139	1667.50	221.68	7.522	320080.9	1251.50	160.11	7.816	246457.7
140	1923.25	293.24	6.558	336936.0	1406.25	163.94	8.578	294635.0
141	2233.00	329.81	6.770	399581.7	1596.75	229.03	6.970	291364.5
142	2429.30	397.18	6.116	406237.8	2140.98	269.23	7.952	426489.9
142.5	2674.63	430.86	6.208	451704.7	2413.10	289.33	8.340	496211.2

**TABLA IV.2 PERFIL DE LA SUPERFICIE DEL AGUA PARA UN GASTO DE 100 M<sup>3</sup>/S.**

ESTACION	ELEVACION m	$Kd=ARh^{2/3}$ n	Kd (prom)	l m	Sf	hf m	ELEVACION m
A	129.000	11 167.03					129.000
B	129.025	10 496.80	10 831.92	290	0.00009	0.025	129.025
C	129.060	7 643.35	9 070.07	265	0.00012	0.032	129.057
D	129.094	10 878.56	9 311.24	265	0.00011	0.028	129.094
E	129.135	11 380.88	11 129.72	460	0.00008	0.037	129.131
F	129.160	16 930.69	14 144.79	430	0.00005	0.021	129.152

**TABLA IV.3 PERFIL DE LA SUPERFICIE DEL AGUA PARA UN GASTO DE 500 M<sup>3</sup>/S.**

ESTACION	ELEVACION m	$Kd=ARh^{2/3}$ n	Kd (prom)	l m	Sf	hf m	ELEVACION m
A	131.650	40 169.61					131.650
B	131.692	42 634.71	41 402.16	290	0.00015	0.042	131.692
C	131.735	35 678.37	39 156.54	265	0.00016	0.043	131.735
D	131.770	51 649.28	43 663.82	265	0.00013	0.035	131.770
E	131.820	42 871.24	47 260.26	460	0.00011	0.051	131.821
F	131.875	46 089.44	44 480.34	430	0.00013	0.054	131.875

**TABLA IV.4 PERFIL DE LA SUPERFICIE DEL AGUA PARA UN GASTO DE 2000 M<sup>3</sup>/S.**

ESTACION	ELEVACION m	$Kd=ARh^{2/3}$ n	Kd (prom)	l m	Sf	hf m	ELEVACION m
A	134.950	125 751.52					134.950
B	135.035	105 202.24	115 476.88	290	0.00030	0.087	135.037
C	135.149	90 041.92	97 622.08	265	0.00042	0.111	135.148
D	135.240	129 937.69	109 989.90	265	0.00033	0.087	135.236
E	135.336	147 313.90	138 625.79	460	0.00021	0.096	135.332
F	135.427	121 288.00	134 300.95	430	0.00022	0.095	135.427

**TABLA IV.5 PERFIL DE LA SUPERFICIE DEL AGUA PARA UN GASTO DE 3000 M<sup>3</sup>/S.**

ESTA-CION	ELEVACION m	$Kd-Arh^{2/3}$ n	Kd (prom)	l m	Sf	hf m	ELEVACION m
A	137.950	211 969.87					137.950
B	138.110	211 086.10	211 527.98	290	0.00056	0.162	138.112
C	138.283	181 426.74	196 256.42	265	0.00065	0.172	138.284
D	138.434	239 555.47	210 491.11	265	0.00056	0.149	138.434
E	138.591	299 130.95	269 343.21	460	0.00034	0.158	138.592
F	138.742	235 084.01	267 107.48	430	0.00035	0.151	138.743

**TABLA IV.6 PERFIL DE LA SUPERFICIE DEL AGUA PARA UN GASTO DE 7800 M<sup>3</sup>/S.**

ESTA-CION	ELEVACION m	$Kd-Arh^{2/3}$ n	Kd (prom)	l m	Sf	hf m	ELEVACION m
A	139.50	285 001.53					139.500
B	139.701	285 274.74	285 138.13	290	0.00069	0.201	139.701
C	139.94	236 962.20	261 118.47	265	0.00082	0.219	139.920
D	140.198	230 149.65	233 555.93	265	0.00103	0.273	140.193
E	140.485	367 319.15	298 734.40	460	0.00063	0.290	140.483
F	140.706	290 346.23	328 834.19	430	0.00052	0.224	140.707

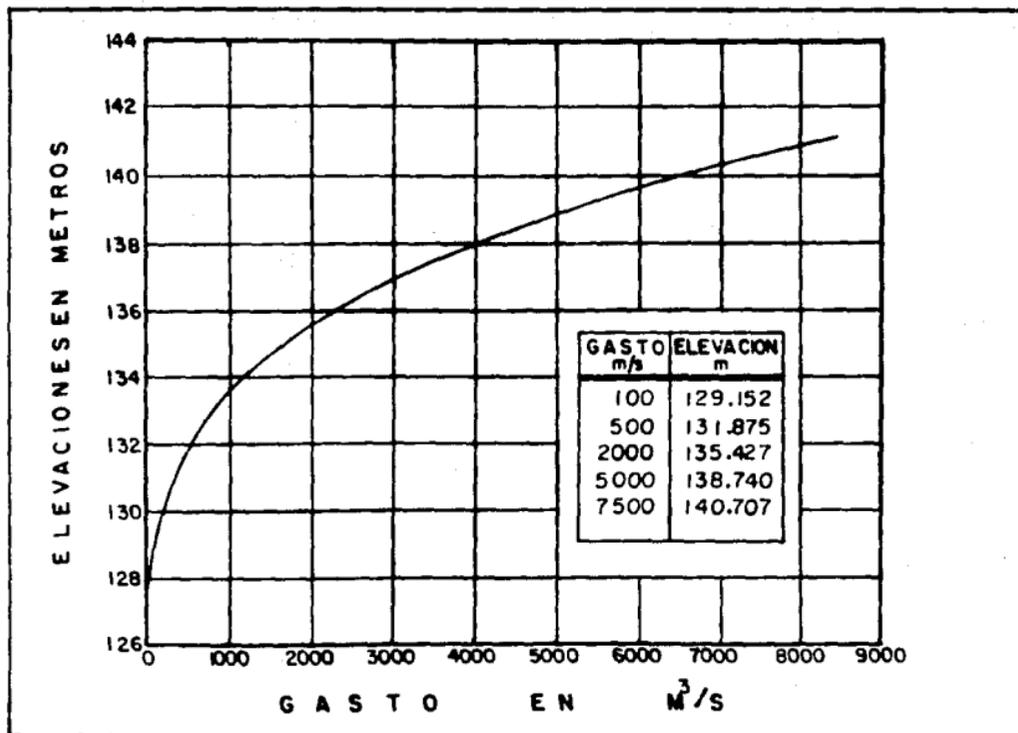


Fig.IV.3 Curva de gastos del río obtenida en lo descargo del tojo de desvío, sección F.

#### **IV. 5 DETERMINACION DE LA ELEVACION DE LA PLANTILLA DEL TAJO.**

En puntos anteriores, la elevación de la plantilla del tajo se ha determinado de acuerdo con el perfil estratigráfico del lugar buscando se tuviera las menores excavaciones en roca. En este punto, se plantearon dos alternativas para definir la elevación de plantilla que debería tener el tajo, por lo que volvió a obtenerse con ello un nuevo ancho de plantilla. Se consideró la nueva información obtenida en el punto anterior (curva de gastos) con la cual no se contaba en los cálculos previos.

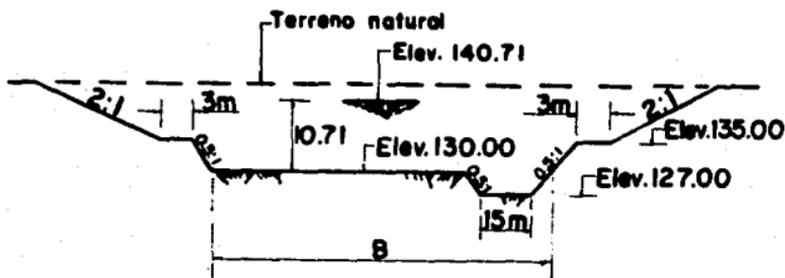
##### **IV.5.1 Alternativa 1.**

Se propuso una sección trapecial excavada en la ladera con taludes de 0.5:1 en roca y 2:1 en material común (limos carbonata dos) quedando banquetas de 3.0 m de ancho en el cambio de talud.

Con base en un nuevo levantamiento topográfico con que se contó y el perfil estratigráfico, la elevación aproximada de la capa rocosa resultó a la elevación 135.00 m en el cruce con el eje de la cortina.

De la curva de gastos del río, para un gasto máximo de  $7500 \text{ m}^3/\text{s}$  la superficie del agua quedó a la 140.71 m que corresponde a la sección en la descarga del tajo (sección F); además se mantuvo la hipótesis de considerar que la superficie del agua se conserva constante a todo lo largo del tajo.

En esta alternativa se mantuvo el tajo pequeño auxiliar quedando la sección como se muestra:



Propiedades hidráulicas de la sección:

$$Y = 10.71 \text{ m}$$

$$A = 10.71 B + 382.72$$

$$T = B + 51.84$$

Sustituyendo en la ecuación de régimen crítico:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

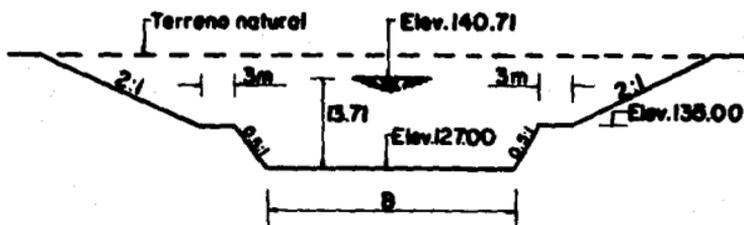
$$5'733,945 = \frac{[10.71B + 382.721]^3}{(B + 51.84)}$$

Resolviendo la ecuación resulta que el ancho de plantilla B debe ser mayor o igual a 56 m; por lo que se consideró

$$B = 60 \text{ m.}$$

#### IV.5.2 Alternativa 2.

La elevación y geometría de la sección propuesta es:



Propiedades hidráulicas de la sección:

$$Y_c = 13.71 \text{ m}$$

$$A = 13.71 B + 177.15$$

$$T = B + 36.84$$

Sustituyendo en la ecuación de régimen crítico resulta:

$$\frac{7,500^2}{9.81} = \frac{(13.71B + 177.15)^3}{(B + 36.84)}$$

$$5'733,945 = \frac{(13.71B + 177.15)^3}{(B + 36.84)}$$

Procediendo por de la misma forma que en el caso anterior, B debe ser mayor o igual a 43.38 m, por lo que se optó por el valor de

$$B = 45.00 \text{ m.}$$

#### IV.5.3 Comparación de Alternativas.

A primera vista se puede ver que la alternativa 1 tiene más volumen de excavación total (en material común y roca), pero menos volumen de excavación en roca que la alternativa 2. Para confirmarlo, se hizo una estimación considerando que la sección se mantiene en toda la longitud del tajo de 1440 m, obteniéndose lo siguiente:

CONCEPTO	ALTERNATIVA 1		ALTERNATIVA 2	
	AREA m <sup>2</sup>	VOLUMEN m <sup>3</sup>	AREA m <sup>2</sup>	VOLUMEN m <sup>3</sup>
<b>Excavación:</b>				
En Material Común	595.0	833,000	511.0	715,400
En Roca	362.0	506,800	392.0	548,800
<b>TOTAL</b>		<b>1,339,800</b>		<b>1,264,200</b>

Se consideraron los siguientes precios:

Excavación en material común      \$4,240.00

Excavación en roca fija              \$7,120.00

Por lo que al obtener un presupuesto quedo:

ALTERNATIVA 1	Costo en millones de pesos
Exc. en material común: 833,000 x 4,240	3,532
Exc. en roca fija: 506,000 x 7,120	3,608
TOTAL:	7,140
ALTERNATIVA 2	
Exc. en material común: 715,400 x 4,240	3,033
Exc. en roca fija: 548,800 x 7,120	3,908
TOTAL:	6,941

Comparando costos, la alternativa 2, a pesar de tener más volumen de excavación, tiene un costo de 2.87% menos que el de la alternativa No. 1. Aunque la diferencia resultó muy pequeña, se eligió la alternativa No. 2 como la más conveniente, aceptada como anteproyecto del tajo de desvío con las dimensiones señaladas. Tiene además la ventaja de reducir el volumen de material colocado para el cierre del tajo.

#### IV.5.4 Altura de Ataguías.

Como ya se mencionó anteriormente, las ataguías quedarán integra das al cuerpo de la cortina (Ver plano correspondiente). Aceptando las consideraciones antes hechas, la altura de las ataguías queda definida por la elevación de la superficie del agua mas un bordo libre, que generalmente varía entre 1 y 2 metros, quedando:

$$h \text{ ataguía} = \text{Elev. de la superficie del agua} + \text{B.l.}$$

Se consideró un bordo libre de 1.50 m, con lo que la elevación de la corona de ataguías quedó:

$$h_{\text{ataguías}} = 140.707 + 1.5$$

$$h_{\text{ataguías}} = 142.207 \text{ m}$$

Redondeado al centímetro:

$$h_{\text{ataguías}} = 142.21 \text{ m}$$

Por lo tanto, para que el agua no invada la zona de trabajo aislada por las ataguías, éstas quedarán a la elevación 142.21 m, tanto la de aguas arriba como la de aguas abajo.

Con esto queda concluido el procedimiento de diseño del tajo y ataguías restándole el diseño de los conductos auxiliares para el cierre del tajo, punto que se tratará más adelante; sin embargo para cuestiones del proyecto definitivo y con la finalidad de verificar la veracidad de las consideraciones hechas, se procedió a realizar la simulación del tránsito de la avenida de diseño de 7,500 m<sup>3</sup>/s. Con el propósito de demostrar el procedimiento, se decidió incluirlo en este trabajo.

#### **IV.6 SIMULACION DEL TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO.**

El objetivo perseguido es estudiar, mediante la simulación, el comportamiento simultáneo del almacenamiento y las estructuras en cuestión en el caso de presentarse la avenida de diseño. Para tal fin se debe contar con la siguiente información:

- Curva de gastos del tajo
- Hidrograma de la avenida de diseño
- Curva de capacidades del vaso.

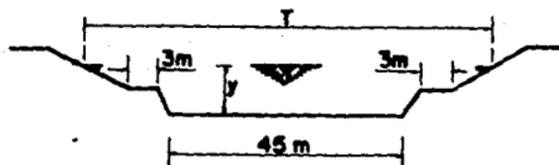
De éstos, se contó con los dos últimos, el hidrograma de diseño que fué definido en el estudio hidrológico (Capítulo II) y la curva elevaciones-capacidades del vaso proporcionada para el diseño de la presa. Resta únicamente obtener la curva de gastos del tajo, por lo que los cálculos siguientes irán encaminados a tal fin.

#### IV.6.1 Cálculo del Perfil Hidráulico por el Tajo.

Se obtuvieron los perfiles hidráulicos como se reseña: Se propuso un conjunto de valores de gastos con la finalidad de conocer el tirante que se presenta en la entrada del tajo, para que mediante el cálculo de los remansos nos permita obtener la curva de gastos y con ello la elevación de la superficie del agua en el embalse.

#### PROCEDIMIENTO.

De la sección del tajo definida se tienen sus siguientes propiedades:



a) Para  $Y < 8$  m

$$A = (45 + 0.5 Y) Y$$

$$P_m = 45 + 2.2361 Y$$

$$T = 45 + Y$$

b) Para  $8 < Y < 15.5$  m

$$A = 392 + [50 + 2(Y-8)](Y-8)$$

$$P = 33.1117 + 4.4721 Y$$

$$T = 27 + 4 Y$$

Se prosiguió a calcular el tirante crítico.

De la ecuación de régimen crítico:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

Para los diferentes gastos se obtuvo el tirante crítico.

Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

GASTO $m^3/s$	TIRANTE CRITICO $Y_c$ m	TIRANTE EN EL RIO $Y_{rio}$ m
200	1.26	2.75
400	1.99	4.25
600	2.60	5.15
800	3.15	5.90
1000	3.64	6.50
2000	5.74	8.50
3000	7.46	9.80
4000	9.28	10.95
5000	10.64	11.80
6000	11.85	12.60
7000	12.95	13.30
8000	13.96	13.90

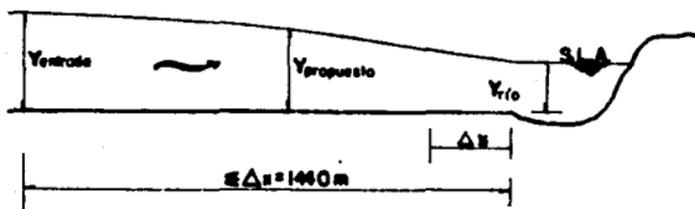
Así mismo, de la curva de gastos del río, en la descarga (Sección F) se determinó para los gastos analizados los tirantes que se presentan en la descarga, mostrados en la columna No. 3 de la tabla anterior.

Para conocer el perfil hidráulico, se procedió a aplicar el método de incrementos finitos para canales prismáticos, haciendo las siguientes consideraciones:

- i) El canal de descarga será de pendiente horizontal.
- ii) El análisis se hará partiendo de los tirantes del río por ser mayores que los críticos excepto para el último gasto.
- iii) Como  $Y_n > Y > Y_c$ , el tipo de régimen que se presenta es subcrítico, dando lugar a que se presente un perfil tipo H-2, teniendo la descarga del río como sección de control; donde el tirante normal ( $Y_n$ ) no existe dado que  $S_o = 0$ .
- iv) Se procedió a aplicar el método de incrementos finitos, proponiendo tirantes y calculando distancias  $\Delta x$ , de tal forma que cuando la sumatoria de dichas distancias fuera aproximadamente igual a la longitud total del tajo (1440 m), se consideró que el tirante propuesto es el se tiene en la sección de entrada, es decir:

$\Delta x$  = Longitud total del tajo

$Y$  = Tirante propuesto en la sección



Con base en las consideraciones, el cálculo del perfil hidráulico se obtuvo a partir de un programa de computadora, la Tabla IV.7 muestra en resumen el procedimiento que se siguió para obtener el perfil para un gasto de  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ . En la Tabla IV.8 se muestran las elevaciones obtenidas en la entrada del tajo, aplicando el mismo procedimiento a los diferentes gastos.

**TABLA IV.7**  
**PERFIL DE LA SUPERFICIE DEL AGUA POR EL TAJO DE DESVIO**

Y	A	Fa	Rh	v	E	Sf	dX	Iacum.
11.800	645.08	85.88	7.51	7.75	14.865190	0.001634	0.00	0.00
11.810	645.82	85.93	7.52	7.74	14.868140	0.001629	1.81	1.81
11.820	646.56	85.97	7.52	7.73	14.871120	0.001623	1.83	3.65
11.830	647.31	86.02	7.53	7.72	14.874120	0.001618	1.85	5.50
11.840	648.05	86.06	7.53	7.72	14.877140	0.001613	1.87	7.37
11.890	651.77	86.28	7.55	7.67	14.892550	0.001588	1.96	16.99
11.990	659.25	86.73	7.60	7.58	14.924830	0.001540	2.15	37.64
12.090	666.77	87.18	7.65	7.50	14.959040	0.001493	2.34	60.21
12.190	674.32	87.63	7.70	7.41	14.995110	0.001448	2.54	84.75
12.290	681.92	88.07	7.74	7.33	15.032960	0.001404	2.75	111.31
12.390	689.56	88.52	7.79	7.25	15.072550	0.001362	2.96	139.94
12.490	697.23	88.97	7.84	7.17	15.113810	0.001391	3.17	170.70
12.590	704.95	89.42	7.88	7.09	15.156690	0.001282	3.39	203.64
12.690	712.70	89.86	7.93	7.02	15.201130	0.001245	3.62	238.83
12.790	720.50	90.31	7.98	6.94	15.247080	0.001208	3.85	276.30
12.890	728.34	90.76	8.03	6.86	15.294500	0.001173	4.09	316.13
12.990	736.21	91.20	8.07	6.79	15.343330	0.001139	4.33	358.36
13.090	744.13	91.65	8.12	6.72	15.393530	0.001107	4.58	403.07
13.190	752.08	92.10	8.17	6.65	15.445050	0.001075	4.84	450.31
13.290	760.08	92.55	8.21	6.58	15.497860	0.001045	5.10	500.15
13.390	768.12	92.99	8.26	6.51	15.551900	0.001015	5.37	552.64
13.490	776.19	93.44	8.31	6.44	15.607150	0.000987	5.65	607.85
13.590	784.31	93.89	8.35	6.38	15.663570	0.000959	5.93	665.85
13.690	792.47	94.33	8.40	6.31	15.721100	0.000932	6.21	726.70
13.790	800.66	94.78	8.45	6.24	15.779740	0.000907	6.51	790.47
13.890	808.90	95.23	8.49	6.18	15.839430	0.000882	6.81	857.23
13.990	817.17	95.68	8.54	6.12	15.900140	0.000858	7.12	927.05
14.090	825.49	96.12	8.59	6.06	15.961850	0.000834	7.44	999.99
14.190	833.85	96.57	8.63	6.00	16.024530	0.000812	7.76	1076.15
14.290	842.24	97.02	8.68	5.94	16.088140	0.000790	8.09	1155.57
14.390	850.68	97.47	8.73	5.88	16.152650	0.000769	8.43	1238.35
14.490	859.16	97.91	8.77	5.82	16.218050	0.000749	8.78	1324.55
14.590	867.67	98.36	8.82	5.76	16.284300	0.000729	9.13	1414.25
14.610	869.38	98.45	8.83	5.75	16.297650	0.000725	9.20	1432.62
14.620	870.23	98.49	8.84	5.75	16.304330	0.000723	9.24	1441.86

Y = 14.62 m, v = 5.75 m/s

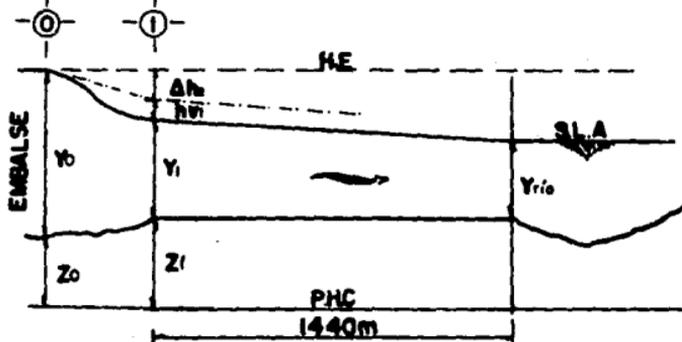
ELEVACION DE LA S.L.A: 143.47 GASTO: 5000.00 m<sup>3</sup>/s

**TABLA IV.6**  
**ELEVACION DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA**  
**EN LA ENTRADA DEL TAJO**

GASTO m <sup>3</sup> /s	ELEVACION DE LA S.L.A. m
200	130.22
400	131.82
600	132.90
800	133.82
1000	134.61
2000	137.66
3000	139.89
4000	141.81
5000	143.47
6000	144.99
7000	146.38
8000	147.64

#### IV.6.2 Cálculo de la Superficie del Agua en el Embalse.

Del análisis anterior, resulta conocido el tirante en la entrada del tajo que corresponde a la sección cuando se tiene la longitud aproximada. Para conocer la elevación de la superficie del agua en el embalse, se planteó la ecuación de la energía de la sección a la entrada del tajo, sección 1, cuyas propiedades resultan conocidas del punto anterior, a una sección "0" aguas arriba en el embalse.



La elevación del agua en el vaso es:

$$\text{Elev. S.L.A.} = \text{Elev. entrada al tajo} + \text{tirante en la entrada} + \text{carga de velocidad en la entrada} + \text{pérdidas por entrada.}$$

Es decir:

$$\text{Elev. S.L.A.} = \text{Elev. entrada} + Y_1 + h_{v1} + \Delta h_e$$

Donde para fines prácticos  $\Delta h_e = 0.1 h_{v1}$

Por ejemplo, siguiendo con el gasto de  $5000 \text{ m}^3/\text{s}$  se tiene:

$$\text{S.L.A.} = \text{Elev. } 127 + Y_1 + h_{v1} + 0.10 h_{v1}$$

$$V_1 = 5.75 \text{ m/s (Ver Tabla IV.7)}$$

$$h_{v1} = \frac{V^2}{2g} = \frac{5.75^2}{19.62} = 1.69$$

$$0.1 h_{v1} = 0.1 \times 1.69 = 0.169 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación queda:

$$\text{S.L.A.} = 127 + 14.62 + 0.18 + 0.169$$

$$\text{S.L.A.} = 143.471 \text{ m}$$

Este mismo procedimiento se aplicó a los diferentes gastos, obteniéndose la elevación de la superficie libre del agua en el embalse, estos valores se muestran en la Figura IV.4, y representan la curva de gastos del tajo de desvío.

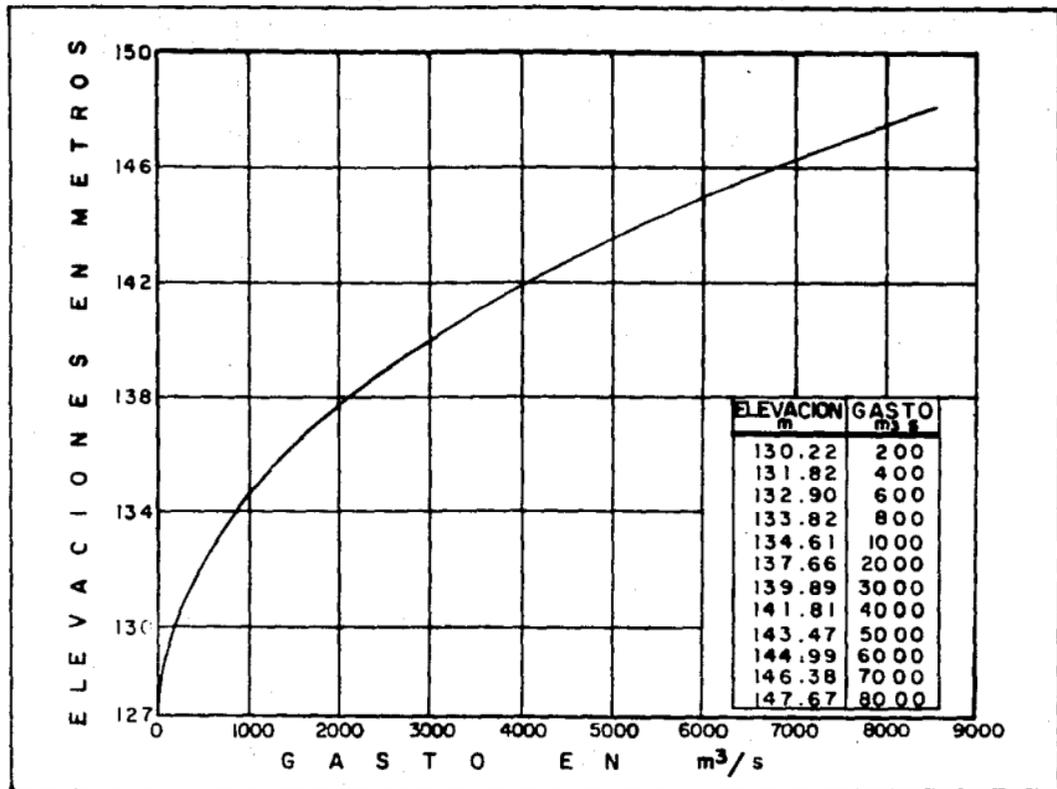


Fig.IV.4+Curva de gastos del tajo de desvío.

#### IV.4.3 Tránsito de la Avenida de Diseño.

Una vez obtenida la curva de gastos del tajo de desvío y con auxilio de la curva de capacidades del vaso (Ver Tabla IV.9), ya se contó con todos los elementos para transitar la avenida de diseño por el tajo de desvío. (Ver hidrograma de avenida de diseño capítulo II).

La simulación del tránsito de la avenida por el tajo, se realizó resolviendo la ecuación de continuidad de la masa para un intervalo de tiempo:

$$E - S = V$$

En donde:

- E = Volúmenes de agua que llegan por el río, dados por el hidrograma de la avenida de diseño.
- S = Los volúmenes que salen por la obra de desvío; dados por la curva de gastos del tajo de desvío.
- V = Volúmenes que quedan retenidos en el vaso en el intervalo de tiempo considerado; todos en las mismas unidades.

Para resolver la ecuación, se empleó el método propuesto por los Ingenieros Oscar Vega R. y E. Barronco V., cuya teoría se puede consultar en la referencia (3).

El análisis se realizó para intervalos de una hora y con una duración total de 169 horas. El cálculo se llevó a cabo por medio de un programa de computadora, alimentándolo con la curva de gastos del tajo, curva de capacidades del vaso y

---

3 Ref. I Congreso Mundial de Hidráulica, 1970.

con el hidrograma de la avenida de diseño. Los resultados obtenidos se muestran a continuación.

**TABLA IV.9**  
**CURVAS ELEVACIONES - CAPACIDADES**  
**DEL VASO DE LA PRESA "EL CUCHILLO"**

ELEVACION	VOLUMEN ACUMULADO EN MILES DE M <sup>3</sup>
130	110.90
132	774.70
134	2 304.80
136	4 771.70
138	8 234.30
140	13 053.00
142	20 527.50
144	35 164.50
146	63 024.80
148	108 241.90
150	171 425.20
152	252 728.60
154	355 719.80
156	486 078.10
158	648 439.20
160	844 823.30
162	1 075 971.60
164	1 345 522.90
166	1 661 367.40
168	2 033 866.40
170	2 465 625.70

TRANSITO DE AVENIDAS

PRESA "EL CUCHILLO", RIO SAN JUAN, N.L.  
 TRANSITO POR EL TAJO DE DESVIO, ELEV. UMBRAL 127.00 m

INTER- VALO	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /s)	GASTO DE SALIDA (m <sup>3</sup> /s)	VOLUMEN RETENIDO <sup>1</sup> (mill. m <sup>3</sup> )	INTER- VALO	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /s)	GASTO DE SALIDA (m <sup>3</sup> /s)	VOLUMEN RETENIDO <sup>1</sup> (mill. m <sup>3</sup> )
0	0.0	0.0	0.0	85	2,961.7	3,021.9	5.5
1	22.5	17.0	0.0	86	2,841.3	2,901.5	5.3
2	45.0	42.3	0.0	87	2,720.8	2,781.1	5.1
3	67.6	63.4	0.0	88	2,600.4	2,660.6	4.9
4	90.1	86.6	0.1	89	2,480.0	2,540.2	4.7
5	112.6	108.8	0.1	90	2,359.5	2,419.7	4.5
6	135.1	131.5	0.1	91	2,268.1	2,313.8	4.3
7	157.6	153.9	0.1	92	2,176.8	2,222.5	4.1
8	180.2	176.5	0.1	93	2,085.4	2,131.1	3.9
9	202.7	190.1	0.1	94	1,994.0	2,039.7	3.8
10	225.2	205.4	0.2	95	1,966.2	1,980.1	3.7
11	247.7	229.4	0.3	96	1,938.4	1,952.3	3.6
12	270.7	253.4	0.3	97	1,910.6	1,924.5	3.6
13	293.9	276.6	0.4	98	1,882.9	1,896.7	3.5
14	317.5	300.2	0.4	99	1,855.1	1,869.0	3.5
15	341.1	323.8	0.5	100	1,827.3	1,841.2	3.4
16	364.7	347.4	0.6	101	1,799.5	1,813.4	3.4
17	388.3	371.0	0.6	102	1,771.7	1,785.6	3.3
18	411.9	395.4	0.7	103	1,743.9	1,757.8	3.3
19	517.5	451.2	0.8	104	1,716.1	1,730.0	3.2
20	623.0	551.8	1.1	105	1,688.3	1,702.2	3.2
21	728.6	675.8	1.3	106	1,660.6	1,674.5	3.1
22	834.1	781.4	1.5	107	1,632.8	1,646.7	3.1
23	939.7	886.9	1.7	108	1,605.0	1,618.9	3.0
24	1,045.2	992.5	1.9	109	1,577.2	1,591.1	3.0
25	1,208.1	1,126.7	2.1	110	1,549.4	1,563.3	2.9
26	1,370.9	1,289.5	2.4	111	1,521.6	1,535.5	2.9
27	1,533.8	1,452.3	2.7	112	1,593.8	1,507.7	2.8
28	1,696.6	1,615.2	3.0	113	1,466.1	1,479.9	2.8
29	1,859.4	1,778.0	3.3	114	1,438.3	1,452.2	2.7
30	2,022.3	1,940.9	3.6	115	1,410.5	1,424.4	2.7
31	2,185.1	2,103.7	3.9	116	1,382.7	1,396.6	2.6
32	2,348.0	2,266.5	4.2	117	1,354.9	1,368.8	2.6
33	2,510.8	2,429.4	4.5	118	1,327.1	1,341.0	2.5
34	2,673.6	2,592.2	4.8	119	1,299.3	1,313.2	2.5
35	2,836.5	2,755.1	5.1	120	1,271.5	1,285.4	2.4
36	2,999.3	2,917.9	5.4	121	1,243.8	1,257.7	2.4
37	3,162.2	3,080.7	5.6	122	1,216.0	1,229.9	2.3
38	3,325.0	3,243.6	5.9	123	1,188.2	1,202.1	2.3
39	3,200.3	3,262.7	6.0	124	1,160.4	1,174.3	2.2
40	3,075.6	3,137.9	5.7	125	1,132.6	1,145.5	2.2

TRANSITO DE AVENIDAS

PRESA "EL CUCHILLO", RIO SAN JUAN, N.L.  
TRANSITO POR EL TAJO DE DESVIO, ELEV. UMBRAL 127.00 m

INTER- VALO	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /s)	GASTO DE SALIDA (m <sup>3</sup> /s)	VOLUMEN RETENIDO (mill. m <sup>3</sup> )	INTER- VALO	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /s)	GASTO DE SALIDA (m <sup>3</sup> /s)	VOLUMEN RETENIDO (mill. m <sup>3</sup> )
41	2,950.9	3,013.2	5.5	126	1,104.8	1,118.7	2.1
42	2,828.2	2,888.5	5.3	127	1,077.0	1,090.9	2.1
43	2,701.5	2,763.8	5.1	128	1,049.3	1,063.1	2.0
44	2,576.8	2,639.1	4.8	129	1,021.5	1,035.4	2.0
45	2,452.1	2,514.4	4.6	130	993.7	1,007.6	1.9
46	2,327.4	2,389.7	4.4	131	965.9	979.8	1.9
47	2,244.1	2,285.7	4.2	132	938.1	952.0	1.8
48	2,160.7	2,202.4	4.1	133	909.4	923.7	1.8
49	2,220.0	2,190.4	4.0	134	880.6	895.0	1.7
50	2,279.4	2,249.7	4.1	135	851.9	866.3	1.7
51	2,338.7	2,309.0	4.3	136	823.2	837.5	1.6
52	2,398.0	2,368.4	4.4	137	794.5	808.8	1.6
53	2,457.3	2,427.7	4.5	138	765.7	780.1	1.5
54	2,516.7	2,487.0	4.6	139	737.0	751.4	1.5
55	3,321.4	2,919.0	5.4	140	708.3	722.6	1.4
56	4,126.2	3,723.8	6.8	141	679.5	693.9	1.3
57	4,930.9	4,528.6	8.2	142	650.8	665.2	1.3
58	5,190.0	5,060.8	9.2	143	622.1	636.4	1.2
59	5,450.6	5,320.7	9.7	144	593.3	607.7	1.2
60	5,710.4	5,580.5	10.1	145	564.6	579.0	1.1
61	5,970.2	5,840.3	10.6	146	535.9	550.2	1.1
62	6,188.8	6,079.5	11.0	147	507.1	521.5	1.0
63	6,407.3	6,298.0	11.4	148	495.9	501.5	1.0
64	6,625.9	6,516.6	11.8	149	484.6	490.2	1.0
65	6,844.4	6,735.1	12.2	150	473.3	479.2	1.0
66	7,062.9	6,953.7	12.6	151	462.0	472.2	0.9
67	7,281.5	7,172.2	13.0	152	450.7	462.6	0.9
68	7,500.0	7,390.7	13.4	153	439.5	452.0	0.8
69	7,299.4	7,399.7	13.4	154	428.2	439.1	0.8
70	7,098.8	7,199.1	13.1	155	416.9	426.1	0.8
71	6,898.2	6,998.5	12.7	156	405.6	414.4	0.7
72	6,697.6	6,797.9	12.3	157	394.3	401.3	0.7
73	6,334.2	6,515.9	11.8	158	383.1	389.8	0.7
74	5,970.8	6,152.5	11.2	159	371.8	379.6	0.7
75	5,607.4	5,789.1	10.5	160	360.5	368.7	0.6
76	5,244.1	5,425.7	9.9	161	349.2	357.5	0.6
77	4,880.7	5,062.4	9.2	162	337.9	346.2	0.6
78	4,517.3	4,699.0	8.6	163	326.6	334.9	0.5
79	4,153.9	4,335.6	7.9	164	315.4	323.6	0.5
80	3,790.5	3,972.2	7.2	165	304.1	312.4	0.5
81	3,613.4	3,701.9	6.8	166	292.8	301.1	0.4

**TRANSITO DE AVENIDAS**

PRESA "EL CUCHILLO", RIO SAN JUAN, N.L.  
TRANSITO POR EL TAJO DE DESVIO, ELEV. UMBRAL 127.00 m

INTER- VALO	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /s)	GASTO DE SALIDA (m <sup>3</sup> /s)	VOLUMEN RETENIDO (mill. m <sup>3</sup> )	INTER- VALO	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /s)	GASTO DE SALIDA (m <sup>3</sup> /s)	VOLUMEN RETENIDO (mill.m <sup>3</sup> )
82	3,436.3	3,524.9	6.4	167	281.5	289.8	0.4
83	3,259.2	3,347.8	6.1	168	270.2	278.5	0.4
84	3,082.1	3,170.7	5.8	169	0.0	156.9	0.1

**A) DATOS:**

ELEVACION DE LA PLANILLA 127.00  
GASTO MAXIMO DE ENTRADA 7,500.0 m<sup>3</sup>/s, INTERVALO: 68  
DURACION DE INTERVALOS: 1:00 Hora (s)

**B) RESULTADOS:**

GASTO MAXIMO DE SALIDA 7,399.7 m<sup>3</sup>/s, INTERVALO: 69  
SUPERALMACENAMIENTO: 83.3 mill. de m<sup>3</sup>  
ELEVACION DEL AGUA: 146.90 m

#### **IV. 7 CONCLUSIONES.**

**Del análisis realizado, se desprenden las siguientes conclusiones:**

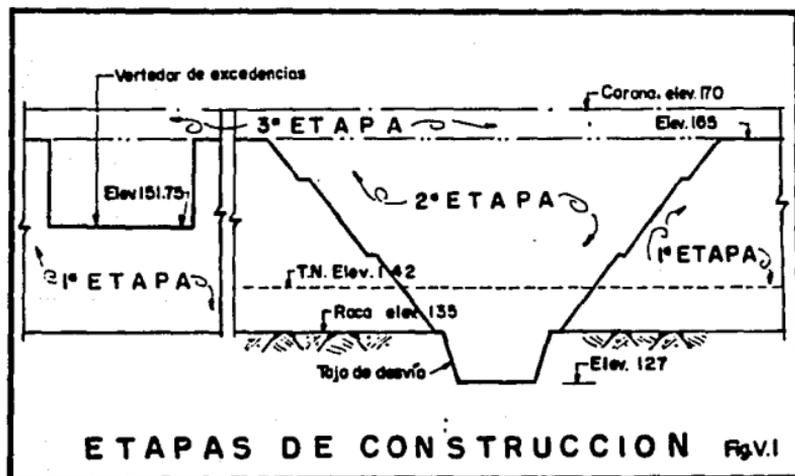
- i) Del tránsito de la avenida de diseño, resultó el hidrograma de salida muy semejante al hidrograma de entrada, de donde se concluye que el vaso a elevaciones bajas no tiene una capacidad importante de regulación, es decir, todo lo que entra prácticamente sale.**
- ii) Por lo mismo, se obtuvo un gasto máximo de salida de 7,400 m<sup>3</sup>/s aproximadamente, que resulta muy semejante al gasto máximo de entrada y de diseño de 7,500 m<sup>3</sup>/s, por lo que confirma a éste como gasto de diseño.**
- iii) Dado que el nivel de agua resultó a la elevación 146.90 m que es muy superior a la obtenida en cálculos anteriores de 140.71 se desecha la hipótesis de considerar que el nivel del agua se mantiene constante en toda la longitud del tajo, como se había considerado, por lo que para el proyecto resulta conveniente cambiar el nivel de la corona de las ataguías.**
- iv) Como se observó la poca capacidad de regulación que tiene el vaso, se concluye que realizar la simulación de transitar las avenidas por el tajo de desvío no es necesario, ya que con los solos cálculos de los remansos por el tajo de desvío se obtienen resultados aceptables.**
- v) Para el presente trabajo en particular, considerando que lo que se busca es mostrar el procedimiento que se siguió y dado que no es un trabajo de proyecto definitivo, se conservará las dimensiones definidas con anterioridad a la simulación del tránsito.**

# **CAPITULO V**

## V. CONTROL DEL RIO EN LA ETAPA DE CIERRE

### V.1 GENERALIDADES.

El estudio del programa de desvío ha determinado como una alternativa de ahorrar tiempo en la construcción de la cortina, consiste en dividir ésta en tres etapas. Esquemáticamente estas etapas de construcción están representadas por la siguiente figura (Fig.V.1).



Partiendo de la idea de que el dique de la margen izquierda, por su ubicación es totalmente independiente del problema del manejo del río, y puede ser construido en su totalidad sin interferencias de importancia, se procede entonces a analizar la construcción de la cortina junto con la estructura de control y excedencias y la obra de desvío.

La primera etapa de construcción de la cortina puede dividirse en dos fases o secuencias: En la primera de ellas, el río sigue escurriendo por su cauce natural y se realizan labores de limpia, tratamiento de cimentación y tendido de materiales simultáneamente con la construcción del tajo de desvío. En la segunda fase, para terminar la primera etapa de construcción de la cortina, el escurrimiento será por el tajo de desvío por lo cual éste y las atagufas que desviarán el agua deberán estar ya construidos en su totalidad. Así entonces, la primera etapa de construcción comprenderá hasta la elevación 165, donde se considera que ésta es ya una cota de seguridad. Se incluye además en esta etapa la construcción de la cortina de la margen izquierda en su totalidad hasta la elevación 170.00.

Posteriormente la segunda etapa consistirá en el cierre de esa parte del tajo hasta esa elevación, por lo tanto, el escurrimiento será por los conductos auxiliares y en caso de alcanzar el nivel del agua, niveles superiores a la elevación 151.75 ésta será desalojada por la obra de excedencias.

Finalmente, la última etapa consistirá en llevar la construcción de la cortina hasta el nivel de la corona en todo el tramo de ésta, a partir de la obra de excedencias hacia la derecha hasta empotrar en la ladera.

## **V.2 DISEÑO DEL CIERRE DE LA OBRA DE DESVIO.**

Una vez que se haya finalizado la primera etapa de construcción de la cortina, mientras el escurrimiento se lleva a cabo a través del tajo, se procederá a realizar el cierre de éste con el propósito de continuar con la construcción en la zona

ocupada por la obra de desvío. Para ello se requirió una obra auxiliar que permitiera el paso de los escurrimientos mientras se efectúan las labores de construcción de la cortina en ese tramo y el nivel de las terracerías llegue a alcanzar una altura suficiente para que el agua embalsada, en caso de seguir aumentando a su nivel, pueda descargar por la obra de excedencias.

La obra auxiliar la formarán dos conductos rectangulares, localizados paralelos al tajo de desvío a través de la sección de concreto no vertedora de la margen derecha, estos conductos se denominaron conductos auxiliares para el cierre del tajo. Su diseño se basó en la interrelación de los datos hidrométricos del río, correspondientes al período de estiaje sujeto a un programa parcial de construcción de la cortina y la combinación de conductos lo más económico posible, estableciendo como requisitos de diseño que este conducto permita pasar un escurrimiento teórico igual a la envolvente de los gastos medios diarios registrados en el río durante el período de estiaje.

#### **V.2.1 Diseño Hidráulico de los Conductos de Cierre.**

Básicamente para el diseño de los conductos auxiliares denominados conductos de cierre, se partió primeramente de una propuesta en cuanto a sus dimensiones para posteriormente hacer una revisión de éstas en cuanto a su capacidad hidráulica.

El procedimiento consistió en realizar la simulación del tránsito de la envolvente de gastos medios diarios durante el período de estiaje por los conductos, y obtener con ello el nivel máximo que alcanza el agua para esos gastos, obteniéndose como resultado una curva de elevación del agua contra tiempo, para poder compararla con otra curva de elevaciones de la cortina contra tiempo a su vez y concluir de éstas el tiempo en el cual deberá llevarse a cabo el cierre del tajo.

Por otra parte, para poder realizar el tránsito por los conductos, fue necesario contar con la siguiente información:

- Curva elevaciones-capacidades del vaso.
- Envolvente de gastos medios diarios.
- Curva de gastos de los conductos.

De ésta, los dos primeros datos son conocidos y están incluidos en los capítulos anteriores, por lo que sólo restará conocer la curva de gastos de los conductos.

#### V.2.1.1 Curva de Gastos de los Conductos.

En el procedimiento para obtener la curva de elevaciones contra gastos por los conductos, se hicieron las siguientes consideraciones:

- 1.) Se propusieron dos conductos de sección rectangular de 3 x 4 m que descargarán sin transición a un canal de sección trapecial de 10 m de ancho de plantilla y taludes 1.5:1 en ambas márgenes; éste descargará al río recorriendo una longitud de 450 m a partir de la descarga, con una pendiente de 0.2%.
- 2.) Con base en las dimensiones propuestas para los conductos auxiliares y el canal de descarga, se propusieron diversos gastos y a partir de la ecuación de régimen crítico:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

se obtuvieron sus respectivos tirantes, siendo éstos los tirantes críticos ( $Y_c$ ), para cada gasto analizado.

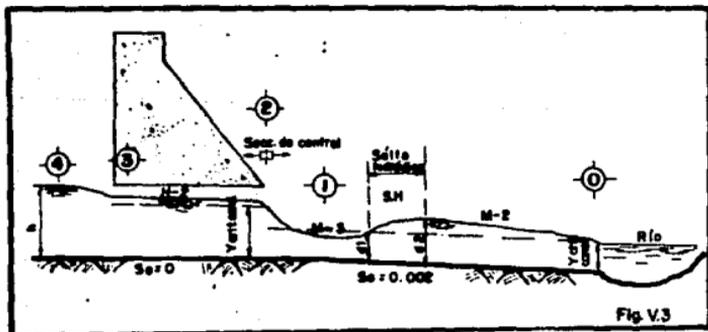
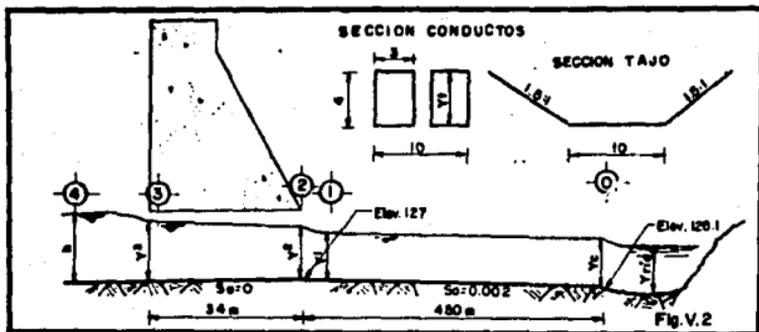
- 3.) Se obtuvo también la pendiente crítica del canal para ese tirante crítico calculado y se comparó con la pendiente del canal. Así mismo, para ese gasto supuesto y a partir de la curva de gastos del río en la sección a la descarga del tajo de desvío (Sección F), obtenida a partir del análisis de remanso (Capítulo anterior), se calculó para cada gasto supuesto el tirante en la descarga del tajo al río, para con el mayor de ellos iniciar el análisis de flujo gradualmente variado hacia aguas arriba.

Básicamente los conductos tendrán dos tipos de funcionamiento hidráulico; el primero de ellos será cuando éstos estén funcionando como canales y el segundo es cuando se encuentren funcionando como conductos a presión. Para ambos casos se deberá conocer una sección de control a partir de la cual se realizará el cálculo. Para el primer caso, cuando se encuentre funcionando como canal, se consideró primeramente que la sección de control sería la descarga del canal al río. Se propuso fuera éste el tirante inicial con el cual se realizó un análisis de flujo gradualmente variado hacia aguas arriba hasta llegar a conocer la elevación del agua en el embalse, considerando todos los distintos tipos de pérdidas.

Por otra parte, de la envolvente de gastos medios diarios (Ver Capítulo II Estudio Hidrológico) se consideró de noviembre a junio como meses de estiaje y, para este registro se tiene en ese período de estiaje un gasto máximo de  $264 \text{ m}^3/\text{s}$  el cual se presentó el día 13 del mes de abril de 1957, por lo que se adoptó este gasto como gasto máximo para diseño de conductos de cierre.

Por otro lado, cuando se cumpla que  $h = 1.5 Y_t$  (Ver Figura V.2), entonces se consideró que los conductos funcionan ya como conductos a presión.

Los gastos propuestos para el análisis fueron  $Q = 20, 50, 100, 200, 300, 400 \text{ m}^3/\text{s}$ .



Así entonces tenemos:

Cálculo del tirante crítico para el canal y conductos a partir de la ecuación de régimen crítico.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \dots\dots\dots 4$$

Y para  $A = (10 + 1.5Y)Y \dots\dots\dots (1)$

$P = 10 + 3.606 Y \dots\dots\dots (2)$

$T = 10 + 3 Y \dots\dots\dots (3)$

Mediante un programa de calculadora tenemos los resultados mostrados a continuación:

GASTO (m <sup>3</sup> /s)	TIRANTE CRITICO		PENDIENTE CRITICA (Sc)	Yrío (m)
	Yc CANAL (m)	Yc CONDUCTOS (m)		
20	0.714	1.042	0.01069	0.05
50	1.277	1.920	0.009196	0.95
100	1.955	3.048	0.008320	1.74
200	2.948	4.838	0.007596	2.75
300	3.717	6.340	0.007223	3.60
400	4.364	7.680	0.006977	4.25

Por otra parte, se determinó que se presentaban perfiles tipo (M-2) calculándose para cada uno de los gastos y con ellos se obtuvieron los tirantes que se presentan en la sección 1 (Ver Figura V.2) para cada gasto de análisis.

Obteniéndose los resultados que ahora se muestran:

$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$Y_1$ (m)	$V_1$ (m/s)	$Hv_1$ (m)	$E$ (m)
20	1.61	1.47	0.109	1.27
50	1.947	1.99	0.202	2.149
100	2.835	2.47	0.311	3.146
200	4.048	3.07	0.480	4.528
300	4.997	3.43	0.600	5.597
400	5.715	3.77	0.724	6.439

Para conocer el tirante dentro de los conductos, se aplicó la ecuación de Bernoulli entre la sección (1) y (2), siendo conocidos los datos de la sección (1).

$$Y_2 + hv_2 = Y_1 + hv_1 + h_s \dots\dots\dots(B)$$

Donde:

$h_s$  = Pérdidas por salida, estimándose con la ecuación de Borda Carnot<sup>4</sup>.

El área en la sección (2) se consideró como:

$$A_2 = 6Y_2$$

$$V_2 = \frac{Q}{6Y_2}$$

$$hv_2 = \frac{1}{2g} \left( \frac{Q}{6Y_2} \right)^2$$

---

4 Hidráulica General; Sotelo Avila.

Sustituyendo en (B) y desarrollando tenemos:

$$(Y_2)^2 - (2hv_1 + Y_1) Y_2 + \frac{v_1 Q}{58.86} = 0 \dots\dots\dots(C)$$

que finalmente se reduce en una ecuación cuadrática mediante la cual, sustituyendo para los gastos propuestos y resolviendo para  $Y_2$ , se conocieron los tirantes que se presentan dentro de los conductos para los distintos gastos, por ejemplo:

Para  $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}; Y_1 = 1.161 \text{ m}$   
 $V_1 = 1.47 \text{ m/s}$   
 $hv = 0.109 \text{ m}$

$$(Y_2)^2 - 1.379 Y_2 + 0.4995 = 0$$

$$Y = \{ \text{Raíces complejas} \}$$

Se sustituyó para todos los gastos supuestos, y en todos los casos las raíces resultaron complejas para encontrar una razón a lo que estaba sucediendo, se compararon la energía crítica en los conductos con la energía que se tenía para los tirantes ( $Y_1$ ) obtenidos a partir del análisis hidráulico en el canal, teniéndose:

$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$E_c$ (Conductos)	$E_l$ (Canal)
20	1.825	1.27
50	3.447	2.149
100	5.659	3.146
200	9.464	4.528
300	12.940	5.597
400	16.258	6.439

Como puede observarse en todos los casos se tiene:

$$E_{c_{\text{conducto}}} > E_{c_{\text{canal}}}$$

Lo cual no puede ser posible, ya que se tiene que para la energía crítica dada, es la mínima energía con la cual puede pasar el gasto máximo a través de una sección.

Por lo que se consideró que en la descarga de los conductos se presenta una sección de control, es decir que estos conductos descargan al canal con el tirante crítico y a partir de ahí se tendrá flujo gradualmente variado en régimen subcrítico hacia aguas arriba y en régimen supercrítico hacia aguas abajo, como se muestra en la Figura V.3.

Bajo estas consideraciones, conocido el tirante en la descarga de los conductos ( $Y_2 = Y_c$ ), mediante la ecuación de Bernoulli entre (2) y (1) se conoció el tirante inicial en régimen supercrítico a partir del cual se inició el cálculo del perfil hidráulica (M-3) proponiendo tirantes y calculando la distancia que existe entre ellos, simultáneamente se consideró el tirante supuesto como tirante conjugado menor ( $d_1$ ) del resalto hidráulico y se calculó su respectivo tirante conjugado mayor ( $d_2$ ), el cual se comparó con los tirantes del perfil (M-2) y cuando éstos resultaron iguales se obtuvo la posición donde se inicia el resalto.

Resultó interesante conocer la posición del salto hidráulico para determinar lo que sucedía con él, ya que se podían presentar tres casos:

1. Si  $d_2 > Y_n$ ; siendo  $Y_n =$  tirante normal del canal, entonces se provocará que el salto se barra y se produzca hasta la descarga en el río. Por lo que las condiciones hidráulicas aguas abajo de la descarga de los conductos (Sección 2) no influirán en ésta como sección de control, y para determinar el nivel en el embalse, únicamente se considerarán las condiciones hidráulicas hacia aguas arriba de esta sección.

2. Si  $d_2 = Y_n$ ; entonces sucederá que el salto tenderá a ahogarse, lo cual se reflejará en que se elevará el nivel del agua en el embalse y por lo tanto, la sección (2) dejará de funcionar como sección de control.
3. El último caso es muy difícil de que se presente, ya que esto sería cuando el tirante conjugado mayor sea igual al tirante normal, es decir  $d_2 = Y_n$ ; lo cual significaría que el salto hidráulico quedaría estabilizado.

Se realizó el análisis de flujo gradualmente variado a partir de la sección de control (descarga de los conductos), calculándose un perfil H-2 dentro de los conductos y posteriormente aplicando la ecuación de Bernoulli entre la sección (2) y (3) de la Fig. V.3, se obtuvo la elevación del nivel del agua.

Teniéndose:

ELEVACION	Q (M <sup>3</sup> /S)
127	0
128.687	20
130.076	50
131.938	100
134.281	150
136.798	200
140.219	250
144.049	300
154.198	400

En todos los gastos supuesto, se comprobó que el resalto se producía hasta la descarga del canal al río, por lo que se aceptó la descarga de los conductos como sección de control.

Se comprobó también que para gastos superiores a  $150 \text{ m}^3/\text{s}$ , los conductos funcionan como conductos a presión.

Finalmente, la curva de gastos de los conductos que se obtuvo fue:

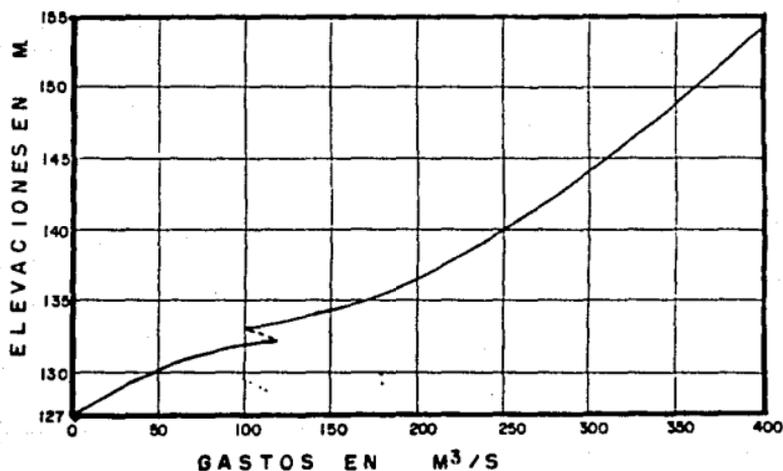


Fig.V.4 Curva de gasto de los conductos auxiliares para el cierre del tajo de desvío

### **V.2.1.2 Tránsito por los Conductos de Cierre.**

Con base en los datos anteriores y mediante un programa de computadora, se simuló el tránsito por los conductos de la envolvente de gastos medios máximos mensuales en el período de estiaje comprendido en los meses de enero a abril, obteniéndose los siguientes resultados:

- El gasto máximo de entrada que se tiene es  $264 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- El gasto máximo de salida es de  $193.6 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- La elevación máxima que alcanza el nivel del agua para este gasto máximo de salida es 136.47 m.
- El superalmacenamiento que se tiene es de 516 millones de  $\text{m}^3$ .

Con base en los resultados obtenidos, podemos concluir que el nivel de seguridad que se planteó de 165 m es aceptable, ya que a partir del tránsito nos damos cuenta de que el máximo nivel que alcanzará el agua en ese período será de 136.47 m. Con lo cual parece que las dimensiones que se pusieron para los conductos son aceptables, lo que se verificará posteriormente.

### **V.3 PROGRAMA DE CONSTRUCCION.**

Como ya hemos dicho el tipo y dimensiones de la obra de desvío quedan supeditados al programa de construcción. A su vez existe una interrelación entre las cantidades de obra y la planeación general de los trabajos, todo ello en función de los escurrimientos de la corriente.

En este caso, la construcción de la cortina (en cuanto a obra civil), es la actividad crítica, ya que por los volúmenes de material se requiere mucho tiempo para colocarlos. Contemplando esto y los problemas de avenidas del río, la

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

construcción de la cortina se proyectó por etapas, empleando varias obras de desvío para el manejo del río, las cuales ya se han presentado en puntos anteriores.

Contemplando todos estos puntos se propone el siguiente programa de construcción:

#### PROGRAMA DE CONSTRUCCION

Etapas	Secuencia	Período	Construcción	Análisis Hidráulico y Avance de Construcción
1	1-1	octubre (Año 1) febrero (Año 2)	Excavación tajo (Y avance de las obras principales)	El río pasa por el cauce natural
	1-2	marzo (Año 2) junio (Año 2)	Construcción de ataguías (Y construcción de obras principales)	Al inicio el agua pasa por el cauce natural y al finalizar la etapa el agua reconoce por el tajo
	1-3	julio (Año 2) dic. (Año 4)	Construcción de obras principales	El agua continúa pasando por el tajo de desvío
2	2-1	enero (Año 5) abril (Año 5)	Cierre del tajo de desvío	90% de terracerías el agua pasa a través de los conductos auxiliares para el cierre
3	3-1	mayo (Año 5) sept. (Año 5)	Cierre de conductos de desvío y terminación de cortina	Se inicia el almacenamiento

TRANSITO DE AVENIDAS

TRANSITO POR LOS CONDUCTOS DE CIERRE, PRESA "EL CUCHILLO"  
ENVOLVENTE Q DIARIO MAXIMO, ENERO-ABRIL

INTER-VALO	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /s)	GASTO DE SALIDA (m <sup>3</sup> /s)	VOLUMEN RETENIDO (mill. m <sup>3</sup> )	INTER-VALO	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /s)	GASTO DE SALIDA (m <sup>3</sup> /s)	VOLUMEN RETENIDO (mill. m <sup>3</sup> )
0	56.6	0.0	0.0	61	27.7	18.8	0.1
1	51.9	93.1	0.7	62	26.9	35.1	0.1
2	49.7	22.2	0.1	63	26.4	18.9	0.1
3	45.2	66.4	0.3	64	25.5	32.5	0.1
4	40.5	25.3	0.1	65	24.9	18.5	0.1
5	40.3	53.1	0.2	66	24.0	29.8	0.1
6	40.4	29.8	0.1	67	22.8	17.5	0.1
7	35.8	45.8	0.1	68	22.6	27.4	0.1
8	34.9	25.7	0.1	69	22.2	17.8	0.1
9	34.3	42.9	0.1	70	21.3	25.3	0.1
10	33.6	25.7	0.1	71	43.8	39.3	0.1
11	32.9	40.2	0.1	72	21.5	26.6	0.1
12	32.7	26.0	0.1	73	19.7	15.2	0.0
13	31.1	37.3	0.1	74	117.0	103.3	0.8
14	45.3	38.9	0.1	75	36.4	62.7	0.3
15	28.8	35.2	0.1	76	24.3	4.4	0.0
16	28.1	22.1	0.1	77	31.6	49.0	0.1
17	26.8	32.4	0.1	78	22.2	7.1	0.0
18	26.5	21.3	0.1	79	25.3	38.8	0.1
19	26.5	31.2	0.1	80	20.2	8.3	0.0
20	31.3	26.7	0.1	81	19.5	30.2	0.1
21	28.4	32.8	0.1	82	18.6	9.1	0.0
22	25.6	21.7	0.1	83	60.9	64.0	0.3
23	30.0	33.5	0.1	84	48.4	49.4	0.1
24	24.5	21.5	0.1	85	17.4	18.0	0.1
25	35.7	38.0	0.1	86	17.0	16.5	0.1
26	41.1	38.8	0.1	87	36.7	36.3	0.1
27	44.4	46.4	0.1	88	50.1	49.6	0.1
28	29.5	28.2	0.1	89	65.9	62.7	0.3
29	230.1	159.2	3.2	90	32.8	40.5	0.1
30	177.8	193.6	5.6	91	28.9	22.0	0.1
31	121.6	159.9	3.2	92	26.0	32.5	0.1
32	83.7	101.9	0.8	93	23.8	18.0	0.1
33	57.5	53.7	0.2	94	46.8	50.7	0.1
34	45.2	50.0	0.1	95	18.9	17.1	0.1
35	40.8	37.0	0.1	96	44.9	45.5	0.1
36	38.7	42.3	0.1	97	55.0	52.9	0.2
37	37.3	34.0	0.1	98	33.5	37.4	0.1
38	35.2	38.3	0.1	99	34.8	31.1	0.1
39	33.2	30.4	0.1	100	54.1	55.1	0.2
40	38.5	40.9	0.1	101	38.7	40.0	0.1

**TRANSITO DE AVENIDAS**

**TRANSITO POR LOS CONDUCTOS DE CIERRE, PRESA "EL CUCHILLO"  
ENVOLVENTE Q DIARIO MAXIMO, ENERO-ABRIL**

INTER- VALO	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /s)	GASTO DE SALIDA (m <sup>3</sup> /s)	VOLUMEN RETENIDO (mill. m <sup>3</sup> )	INTER- VALO	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /s)	GASTO DE SALIDA (m <sup>3</sup> /s)	VOLUMEN RETENIDO (mill.m <sup>3</sup> )
41	37.1	34.4	0.1	102	82.6	73.7	0.4
42	30.2	32.4	0.1	103	264.0	179.4	4.5
43	29.2	27.2	0.1	104	110.5	185.5	4.9
44	28.7	30.6	0.1	105	121.4	123.4	1.6
45	29.6	27.8	0.1	106	81.2	98.3	0.7
46	31.0	32.6	0.1	107	89.4	78.1	0.5
47	104.3	90.1	0.6	108	203.7	156.3	3.0
48	38.8	61.2	0.3	109	142.9	170.2	3.9
49	29.2	12.2	0.0	110	83.8	116.3	1.3
50	28.6	44.1	0.1	111	60.6	60.2	0.3
51	27.9	13.8	0.0	112	58.9	65.8	0.3
52	27.4	40.3	0.1	113	96.1	84.0	0.6
53	119.5	93.4	0.7	114	223.3	165.3	3.6
54	54.5	83.4	0.5	115	128.0	173.8	4.1
55	34.1	16.6	0.1	116	93.4	114.3	1.2
56	28.8	45.1	0.1	117	36.8	42.0	0.1
57	30.7	15.7	0.0	118	138.5	110.4	1.1
58	31.7	45.4	0.1	119	135.6	139.6	2.1
59	15.9	4.3	0.0	120	152.7	144.5	2.3
60	29.4	39.1	0.1	121	0.0	56.6	0.2

**A) DATOS.**

ELEVACION DE LA PLANTILLA: 127.00  
 GASTO MAXIMO DE ENTRADA: 264.0 m<sup>3</sup>/s, INTERVALO: 103  
 DURACION DE LOS INTERVALOS: 24.00 Hora(s)

**B) RESULTADOS.**

GASTO MAXIMO DE SALIDA: 193.6 m<sup>3</sup>/s, INTERVALO: 30  
 SUPERALMACENAMIENTO: 5.6 mill. de m<sup>3</sup>  
 ELEVACION DEL AGUA: 136.47 m

## **ETAPA 1**

### **SECUENCIA 1-1**

Como ya se ha mencionado, en esta etapa el río escurrirá por su cauce natural. En las partes más altas (extremos de la cortina), se iniciarán los trabajos de excavación, tratamiento de la cimentación y colocación de materiales de la cortina simultáneamente. El inicio de los trabajos se hará finalizando la época de lluvias, es decir en el mes de octubre dado que esto representa menores dificultades para realizar las diversas actividades. Al mismo tiempo en que avanza la construcción de la cortina se realizará la excavación del tajo de desvío. Durante esta etapa se excavará la mayor parte del tajo dejando únicamente taponés a la entrada y salida, lo que equivale al 90 % del total, es decir, aproximadamente  $960,000 \text{ m}^3$ . Con base en trabajos anteriores se propone un rendimiento de  $12,000 \text{ m}^3/\text{día}$  lo que equivale a tiempo efectivo de trabajo de 80 días, es decir, unos 3 meses de trabajo considerando 26 días trabajados al mes. Si este trabajo se efectúa un mes después del inicio de las primeras actividades, es decir, en noviembre del año 1 se concluirá en febrero del año 2, dando por terminada la primera secuencia de construcción.

### **SECUENCIA 1-2**

Avanzados los trabajos en obras principales (cortina, obra de control y excedencias), excavada a gran parte del tajo y con el río pasando aún por su cauce natural, se iniciarán los trabajos para la construcción de las atagufas. En esta etapa se realizarán las excavaciones para el desplante de las mismas en un volumen de  $110,020 \text{ m}^3$  colocándose  $340,660 \text{ m}^3$  de materiales a un ritmo de  $3750 \text{ m}^3/\text{día}$ , lo que representa 3.8 meses totales para esta etapa. Esto significa que al finalizar el mes de junio del año 2 las atagufas ya deben estar concluidas. Esta

fecha se considera adecuada dado que la terminación coincide con el final del período de estiaje, por lo que hay poca probabilidad de que se llegue a presentar la avenida en el período de construcción.

También durante esta etapa se ha excavado la parte complementaria del tajo. En un tiempo, parte del río circulará por su cauce y la otra parte reconocerá por el tajo, y será hasta el período final de construcción de las ataguías cuando el agua reconozca por completo por el tajo.

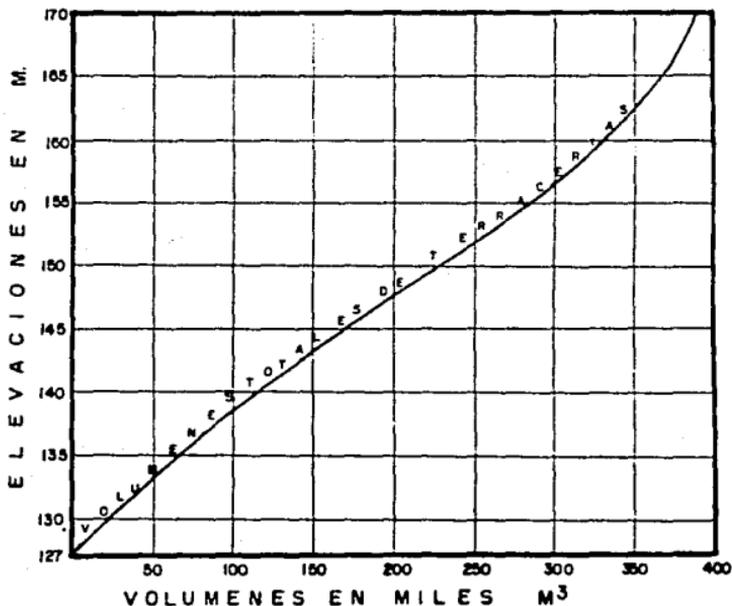


Fig.V.5 Volúmenes de terracerías de la cortina en la zona del tajo de desvío

### SECUENCIA 1-3

Un período de 2 1/2 años se destinará únicamente a la construcción de las obras de concreto (parcialmente) y a la colocación de terracerías en la cortina, hasta llevar ésta a la elevación de seguridad. Durante este tiempo, el agua circulará por el tajo de desvío sin que se tenga mayor problema con la presencia de avenidas, ya que de presentarse éstas, serán desalojadas por el mismo tajo. Al finalizar esta etapa, es decir, en diciembre del año 4, se tendrá ya un avance en la construcción de la cortina del 90%.

#### 2a. Y 3a. ETAPA

Por otra parte, conviene realizar el cierre del tajo en los meses de estiaje, habiendo escogido el período comprendido de enero a abril. Para entonces se tendrá construida la cortina con un 90% y se tendrá que llevar el nivel de las terracerías en la zona del tajo hasta la cota de seguridad, determinada a la elevación 165.00 m, debido a que a esta cota las avenidas podrán pasar por la obra de excedencias (terminada previamente en lo necesario) con un bordo libre adecuado. Para poder realizar esta obra en seco, el escurrimiento se desalojará por los conductos de desvío. Con la obra en las condiciones anteriores, sólo restará realizar la colocación de material a partir del nivel 165 hasta la corona, es decir, lo que corresponde a la 3a. etapa de construcción (Ver Fig. VI.1). Esta etapa final se tendrá que llevar a cabo de los meses de mayo a septiembre del año 5 para que al finalizar ésta, se inicie el almacenamiento.

Debemos señalar además que el programa de construcción podría acelerarse y reducirse en un año, adelantando en ese lapso los beneficios que producirá, aumentando los rendimientos de colocación de terracerías. Para el planteamiento aquí presentado, se han considerado intensidades medias de colocación de materiales de sólo 125,000 m<sup>3</sup> por mes, y para acortar en un año el período de

construcción habría que considerar unos 170,000 m<sup>3</sup> por mes, equivalentes a 6,500 m<sup>3</sup>/día efectivo. Esto se ve bien factible, dado que la extensión de la zona de trabajos (3 km hacia la margen derecha del río y 2 hacia la izquierda, aproximadamente), la facilidad de desarrollar caminos de construcción y la existencia de bancos de préstamo en diversas ubicaciones, facilitan la utilización de varios frentes de trabajo simultáneos.

# **CAPITULO VI**

## **VI. ESTIMACION DE CANTIDADES DE OBRA E IMPORTE**

Con el fin de hacer una evaluación de lo que costará la obra de desvío, se procedió a estimar las cantidades de obra para los diferentes conceptos que intervienen.

La estimación de las cantidades de obra se hizo de acuerdo con las dimensiones que resultaron del diseño. La integración de precios unitarios aplicados, se obtuvo de experiencias pasadas; estos precios se efectuaron por un porcentaje a fin de actualizarlos para poder aplicarlos al proyecto.

### **VI.1 ESTIMACION DE LAS CANTIDADES DE OBRA.**

#### **VI.1.1 Excavaciones en el Tajo de Desvío.**

Con la geometría de la sección del tajo definida, y con base en la topografía del lugar, se obtuvieron secciones del tajo con el fin de estimar las excavaciones. Debido a que en principio no se contó con un perfil geológico que permitiera definir el horizonte de roca para diferenciar las excavaciones de material común y roca, se obtuvo la excavación total considerando que el 75% era de material común y 25% de excavación en roca.

**EXCAVACION PARA EL TAJO DE DESVIO**

ESTACION	AREA (m <sup>2</sup> )	AREA PROMEDIO (m <sup>2</sup> )	VOLUMEN m <sup>3</sup>
0 + 000	38.88		
0 + 100	541.37	290.13	29013
0 + 200	565.91	553.64	55364
0 + 300	501.89	533.90	53390
0 + 400	585.65	543.77	54377
0 + 500	761.66	673.66	67366
0 + 600	832.70	797.18	79718
0 + 700	811.76	822.23	82223
0 + 800	829.11	820.44	82044
0 + 900	974.48	901.80	90180
1 + 000	1027.18	1000.83	100083
1 + 100	983.45	1005.32	100532
1 + 200	970.29	976.87	97683
1 + 300	937.99	954.14	95414
1 + 400	485.41	701.70	70170
1 + 440	239.28	352.35	14094

TOTAL: 1'071,648

Por lo que resulta:

Excavación en material común =  $0.75 \times 1'071,648$  -- 803,736 m<sup>3</sup>  
 Excavación en roca:  $0.25 \times 1'071,648$  ----- 267,912 m<sup>3</sup>  
-----  
 1'071,648 m<sup>3</sup>

**VI.1.2 Terracerías en Ataguías.**

La sección de las ataguías quedó constituida por una chapa de enrocamiento de 2.0 m de espesor en sentido horizontal, una capa de material impermeable que parte 0.50 m abajo de la corona, teniendo en su desplante un dentellón del

mismo material, al mismo nivel del material impermeable, arranca una capa de material de transición, completándose la sección de la atagufa con material permeable (conglomerado Reynosa), y un revestimiento de 0.50 m de espesor en su corona.

El talud de las atagufas se definió de 2:1 y 1.5:1 en el paramento de aguas arriba y aguas abajo respectivamente. (Ver plano de secciones).

Para estimar el volumen de los materiales, se obtuvieron las expresiones que permitieron definir el área transversal de los diferentes materiales, todo en función de la altura de las atagufas. Con base en la topografía del lugar, se obtuvo el perfil topográfico por el eje de las atagufas, el cual permitió definir la altura de ésta en diferentes secciones. El volumen se estimó obteniendo el área promedio entre secciones continuas y multiplicándose por la longitud entre ellas.

El desplante de las atagufas se propuso bajo de 2.0 m del terreno natural en forma uniforme a lo largo de éstas.

A continuación se presentan las expresiones que definieron las áreas de los materiales, así como de las excavaciones para su desplante.

CONCEPTO	AREA	RESTRICCIÓN
Enrocamiento	$2H$	$H$
Material impermeable	$4.5H + 7.75$	$H > 0.5 \text{ m}$
Material de transición	$2H - 1$	$H > 0.5 \text{ m}$
Material permeable	$1.75H^2 - 1.5H + 0.3125$	$H > 0.5 \text{ m}$
Revestimiento	$1.75H^2 + 5H$ $2.9375$	$H < 0.5 \text{ m}$ $H > 0.5 \text{ m}$
Excavación	$7H + 22$	$H > 0$

Los resultados obtenidos fueron los que se muestran:

CONCEPTO	UNIDAD	ATAGUIA		TOTAL
		AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO	
Enrocamiento	m <sup>3</sup>	10 870	12 395	23 265
Material impermeable	m <sup>3</sup>	28 330	34 090	62 420
Material de transición	m <sup>3</sup>	10 370	11 595	21 965
Material permeable	m <sup>3</sup>	114 290	114 900	229 190
Revestimiento	m <sup>3</sup>	1 470	2 350	3 820
Excavación	m <sup>3</sup>	49 040	60 980	110 020

### **VI.1.3 Conductos Auxiliares para Cierre del Tajo.**

Como se mencionó, los conductos auxiliares para el cierre del tajo quedarán alojados a través de la cortina de gravedad margen derecha, estos abarcarán un monolito de 10 m de ancho y contarán con un tajo de acceso y descarga excavando en la ladera, de 10 m de ancho de plantilla de taludes 1.5:1 como ya se definió.

#### **Concreto en los conductos.**

Se estimó considerando la sección en cuestión obteniéndose un volumen de 6,800 m<sup>3</sup>.

#### **Excavación para el tajo de acceso y descarga.**

Se estimó un volumen total de 326,400 m<sup>3</sup>, el cual se dividió como sigue:

Excavación en material común:	244,800 m <sup>3</sup>
Excavación en roca:	81,600 m <sup>3</sup> .

## VI.2 INTEGRACION DE PRECIOS.

Se plantearon los siguientes precios para valuación de la obra.

### Excavación para limpia en material común (m<sup>3</sup>).

Excavación -----	\$	3,410
Carga, acarreo, depósito -----		<u>830</u>
	\$	4,240

### Excavaciones para limpia en roca (m<sup>3</sup>).

Excavación -----	\$	7,800
Carga, acarreo, depósito -----		<u>2,340</u>
	\$	10,140

### Terracerías en ataguías (m<sup>3</sup>).

#### Enrocamiento para cortina, proveniente de bancos de préstamo.

Obtención -----	\$	9,600
Carga, acarreo en el 1er. km, descarga -----		2,930
Sobrecarreo -----		3,540
Colocación -----		<u>3,380</u>
	\$	19,450

#### Material impermeable proveniente de producto de excavaciones para desplante (m<sup>3</sup>).

Obtención -----	\$	0
Carga, acarreo 1er. km, descarga -----		0
Sobrecarreo, 1 km -----		850
Colocación -----		<u>2,520</u>
	\$	3,370

**Material para filtros provenientes de bancos de préstamo (m<sup>3</sup>).**

Excavación -----	\$ 4,200
Trituración -----	15,000
Lavado -----	4,000
Carga, acarreo en el 1er. km, descarga -----	830
Sobrecarreo 3 km -----	2,550
Colocación -----	<u>2,020</u>
	\$ 28,600

**Material permeable y revestimiento de bancos de préstamo (m<sup>3</sup>).**

Obtención -----	\$ 3,800
Carga, acarreo 1er. km, descarga -----	830
Sobrecarreo, 2 km -----	1,700
Colocación -----	<u>2,020</u>
	\$ 8,350

**Agregados para concreto (m<sup>3</sup>).**

Obtención -----	\$ 8,400
Trituración -----	15,000
Cribado y Clasificado -----	3,000
Carga, acarreo 1er. km, descarga -----	830
Sobrecarreo 55 km. -----	<u>11,000</u>
	\$ 60,230

**Cemento (Ton).**

Suministro -----	\$ 198,000
Acarreo 1 km -----	24,060
Sobrecarreo 105 km -----	<u>25,200</u>
	\$ 247,260

**Concretos**

Concreto Simple (m<sup>3</sup>)

Cemento 0.3 Ton. x \$ 427,260 -----	\$ 74,178
Agregados 1.6 m <sup>3</sup> x \$ 60,230 -----	96,368
Fabricación y Colocación -----	<u>28,884</u>
	\$ 269,430

Bajo estas condiciones el antepresupuesto para la obra de desvío quedó como sigue:

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. \$	IMPORTE \$ 1x10 <sup>6</sup>
<b>EXCAVACION</b>				
- En material común	m <sup>3</sup>	1'158,556	4,240	4,912.3
- En roca	m <sup>3</sup>	349,512	10,140	3,544.1
<b>TERRACERIAS</b>				
- Enrocamiento	m <sup>3</sup>	23,265	19,450	452.5
- Material impermeable	m <sup>3</sup>	62,420	3,370	210.4
- Material para filtros	m <sup>3</sup>	21,695	28,600	620.5
- Material permeable	m <sup>3</sup>	229,190	8,350	1,913.7
- Revestimiento	m <sup>3</sup>	3,820	8,350	31.9
<b>CONCRETO</b>				
- Concreto en conductos	m <sup>3</sup>	6,800	269,430	1,832.1

Sub total 8,456.3

15% imprevistos 1,268.4

**TOTAL 9,724.7**

## **CAPITULO VII**

## VII. CONCLUSIONES

Uno de los principales problemas que se tiene en la actualidad, es el que se refiere al suministro de agua potable. Este fenómeno lo podemos observar en las principales ciudades como las de México, Monterrey y Guadalajara.

De acuerdo con los registros, se estima que un gran número de poblaciones no cuentan con el agua suficiente y, aunado a ello, la demanda tiende a aumentar; surge la necesidad de satisfacer esta necesidad presente y a largo plazo. Como consecuencia de ello surge la necesidad del incremento de la infraestructura hidráulica de captación, conducción, distribución y aprovechamiento del recurso.

El proyecto de la presa "El Cuchillo" se muestra como un esquema de la infraestructura que permitirá satisfacer las demandas de tan vital líquido, de una población de muchas que padecen este problema como lo es el área metropolitana de la ciudad de Monterrey (siete municipios conurbados) en el estado de Nuevo León.

La presa "El Cuchillo" como se mencionó, está constituida por un conjunto de obras que permitirán el aprovechamiento de la corriente del río San Juan. Dentro de las diversas obras implicadas, la obra de desvío resultó de interés para ser desarrollada en este tema.

Como se pudo apreciar en el desarrollo de éste trabajo, son varios los factores involucrados para definir la elección y diseño de la obra. Hidrología, Topografía, Geología y Planeación son los principales a considerar.

Cabe remarcar que el trabajo desarrollado corresponde a una alternativa de anteproyecto y no al proyecto definitivo, por lo que de éste se desprenden las siguientes conclusiones a considerar.

Tomando en cuenta información adicional obtenida posteriormente y considerando los resultados de los cálculos efectuados, se recomienda lo siguiente:

- 1) Desechar la avenida máxima observada de  $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ , quedando como avenida de diseño la obtenida mediante el análisis estadístico de probabilidades, dando como avenida de diseño de  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  de gasto de pico. En realidad, parece sobreestimado el gasto de  $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$  para la avenida de 1988, ya que en niveles que habría alcanzado según los cálculos exceden los de las huellas de la inundación que provoco.
- 2) Proponer nuevas dimensiones de ancho de plantilla para el tajo, de modo tal, que resulte una elevación menor de la superficie del agua y como consecuencia la disminución del nivel de corona de atagúfas.
- 3) En cuanto a la ubicación de atagúfas se propone queden fuera del cuerpo de la cortina y no como se había propuesto, ésto debido a que se encontró en los estudios geológicos que la cortina debería ser desplantada al nivel del horizonte de roca y no en los amplios depósitos aluviales por presentarse posibles problemas por filtraciones, además de presentarse el problema de construcción de la cortina si éstas quedan integradas a ella.

Por último, no es superfluo enfatizar la importancia de los estudios del desvío del río durante la construcción. De ellos puede depender en la realidad la factibilidad de la ejecución de las obras.

## BIBLIOGRAFIA

1. *"Diseño de Presas Pequeñas"*, USBR.
2. *"Hidráulica de los Canales Abiertos"*, V.T. Chow.
3. *"Manual de Diseño de Obras Civiles"*, A.2.1.2, Obra de Desvfo.
4. *"Hidráulica II"*, Sotelo Avila Gilberto.
5. *"Obras Hidráulicas"*, Torres Herrera Francisco.
6. *"Revista de Ingeniería Hidráulica"*, México 1968.
7. *"Instructivo Técnico para Diseño de Presas"*, Tomo III, CIEPS Consultores.

# PLANOS



