



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**OBRA DE EXCEDENCIA DEL PROYECTO
HIDROELECTRICO " ZIMAPAN "**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N :

**CARLOS M. MORENO MARTIN DEL CAMPO
ENRIQUE JUAREZ VERA**



MEXICO, D.F.

1993.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.

INDICE

I.- INTRODUCCION.....	1
II.- GENERALIDADES.....	4
II.1.- LOCALIZACION.....	4
II.2.- BENEFICIOS MARGINALES.....	9
II.3.- DATOS PRINCIPALES DE LOCALIZACION.....	10
III.- ESTUDIOS PRELIMINARES.....	11
III.1.- GENERALIDADES.....	11
III.2.- ESTUDIOS HIDROLOGICOS.....	12
III.3.- DATOS CLIMATOLOGICOS E HIDROMETRICOS.....	12
III.4.- ESCURRIMIENTOS.....	12
III.5.- AZOLVES.....	13
III.6.- ESTUDIO DE AVENIDAS.....	14
III.7.- DETERMINACION DE LOS NIVELES DE OPERACION DEL PROYECTO.....	17
III.8.- GEOLOGIA Y GEOTECNIA.....	22
III.9.- TECTONICA.....	23
III.10.- SISMICIDAD.....	24
IV.- ASPECTOS GEOLOGICOS Y GEOTECNICOS EN LAS OBRAS CIVILES.....	26
IV.1.- VASO.....	26
IV.2.- BOQUILLA.....	26
IV.3.- OBRA DE DESVIO.....	27
IV.4.- OBRA DE EXCEDENCIA.....	28
IV.5.- OBRA DE CONDUCCION.....	28
IV.6.- POZO DE OSCILACION, TUNEL A PRESION Y CASA DE MAQUINAS.....	30

V.- DESCRIPCION GENERAL DE LAS OBRAS.....	31
V.1.- ASPECTOS GENERALES.....	31
V.2.- CANAL DE ACCESO.....	31
V.3.- ESTRUCTURA DE CONTROL.....	32
V.4.- CONDUCTO DE DESCARGA.....	32
V.5.- ESTRUCTURA TERMINAL.....	33
V.6.- CANAL DE SALIDA.....	33
VI.- ALTERNATIVAS DE SOLUCION DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.....	34
VI.1.- ANTECEDENTES.....	34
VI.2.- ALTERNATIVA 5 (tipo Chicoasen).....	36
VI.2.1.- CANAL DE ACCESO.....	36
VI.2.2.- ESTRUCTURA DE CONTROL.....	37
VI.2.3.- CONDUCTO EN TUNEL.....	37
VI.2.4.- DESCARGA.....	38
VI.2.5.- CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA, PRECIO UNITARIO Y PRESUPUESTO DE LA ALTERNATIVA 5, A PRECIOS CON FECHA DE OCTUBRE DE 1991.....	39
VI.3.- ALTERNATIVA 6.....	44
VI.3.1.- CANAL DE ACCESO.....	44
VI.3.2.- ESTRUCTURA DE CONTROL.....	44
VI.3.3.- CONDUCTO EN TUNEL.....	45
VI.3.4.- DESCARGA.....	45
VI.3.5.- CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA, PRECIO UNITARIO Y PRESUPUESTO DE LA ALTERNATIVA 6, A PRECIOS CON FECHA DE OCTUBRE DE 1991.....	46
VI.3.6.- COMPARACION DE RESULTADOS Y SELECCION DE ALTERNATIVA.....	50

VII.- ALTERNATIVA SELECCIONADA.....	53
VII.1.- CARACTERISTICAS GENERALES.....	53
VII.2.- CANAL DE ACCESO.....	54
VII.3.- ESTRUCTURA DE CONTROL.....	55
VII.4.- DIMENSIONAMIENTO DE LAS COMPUERTAS RADIALES.....	62
VII.5.- CONDUCTOS DE DESCARGA.....	67
VII.6.- MODELO HIDRAULICO.....	107
VII.7.- ESTUDIO EXPERIMENTAL.....	114
VIII.- CONCLUSIONES.....	140

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS

I.- INTRODUCCION

La Comisión Federal de Electricidad, a través de la Subgerencia de Anteproyectos, ha desarrollado un amplio estudio del proyecto denominado Zimapán, localizado sobre el río Moctezuma, en los límites de los estados de Hidalgo y Querétaro.

Durante el desarrollo de los estudios se sostuvieron intercambios de información con las dependencias especializadas, a fin de precisar los aspectos fundamentales de las obras.

La construcción del proyecto hidroeléctrico de Zimapán contribuirá a resolver las necesidades de energía eléctrica del país, por la ubicación que tiene, muy cerca de la Ciudad de México, representando un elemento importante dentro del Sistema Central de Electrificación.

Con este aprovechamiento se incrementará la producción de energía en 1292 millones de KWh al año, la contribución a la potencia instalada alcanzará los 280 MW; por tratarse de una planta hidroeléctrica tendrá un efecto muy notable dentro de un sistema constituido hasta ahora por plantas termoeléctricas.

Una de las obras mas importantes del proyecto es la obra de excedencias, que es el tema a tratar en este trabajo, ya que aún cuando la principal función de la presa es almacenar el agua para utilizarla en la generación eléctrica, debe considerarse que, en ocasiones, las avenidas con gastos muy grandes y poca duración, no pueden ser almacenadas, y la cortina podría ser robasada. Para prevenir esto, es necesario incluir en el diseño un volumen para regulación de avenidas y un vertedor que permita desalojar los gastos regulados. La selección de vertedores tomando en cuenta la avenida de diseño, es una función social, moral, económica, así como también de juicio tecnológico.

La importancia que tiene un vertedor seguro no se puede exagerar, muchas de las fallas de las presas se han debido a vertedores mal proyectados o de capacidad insuficiente.

En los capítulos siguientes se determinará la capacidad óptima del vertedor con base en la distribución estimada de avenidas, lo cual debe efectuarse con mucho cuidado ya que como se menciono antes la inadecuada capacidad de vertedores ha sido la causa principal de fallas en presas.

Algo que es muy importante y que hace necesario realizar varios estudios de variación de niveles, es que generalmente el aumento en costo no es directamente proporcional al aumento de capacidad ya que con frecuencia el costo de un vertedor de amplia capacidad es solo un poco mayor que el de uno que evidentemente es más pequeño.

El tener que tomar en cuenta los diversos factores que intervienen en este tipo de obras, hizo necesario plantear y analizar varias alternativas de solución en las cuales se cumpliera que el vertedor además de contar con capacidad suficiente, fuese también hidráulica y estructuralmente adecuado.

Las características topográficas del sitio (boquillas muy estrechas y taludes casi verticales) y aspectos técnicos y de seguridad principalmente, determinaron la elección de un vertedor con conducto de descarga en túnel, a pesar de que la capacidad de descarga de estos es mas limitada y el costo se incrementa en comparación con otro tipo de conductos.

II.- GENERALIDADES

II.1.- LOCALIZACION

De acuerdo a la política de diversificación de fuentes de energía del Gobierno Federal, La Comisión Federal de Electricidad, ejecuta actualmente el diseño del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, localizado entre los límites de los estados de Hidalgo y Querétaro, cuya finalidad principal es la generación de energía eléctrica, aprovechando el potencial del río Moctezuma, el cual forma parte integral del sistema.

Mediante este aprovechamiento hidráulico se obtendrán beneficios de hidrogenación y regularización del escurrimiento de los ríos Tula y San Juan, que integrados forman el río Moctezuma.

Esta obra contempla la instalación de dos unidades generadoras, constituidas por dos turbinas del tipo Peltón de 140 MW cada una, para producir anualmente en promedio 1292.4 GWh.

El sitio previsto para la cortina se encuentra en la parte occidental del Estado de Hidalgo, colindando con el Estado de Querétaro al NW de la ciudad de Pachuca, sus coordenadas geográficas son 20°39'33" de latitud norte y 99°30'06" de

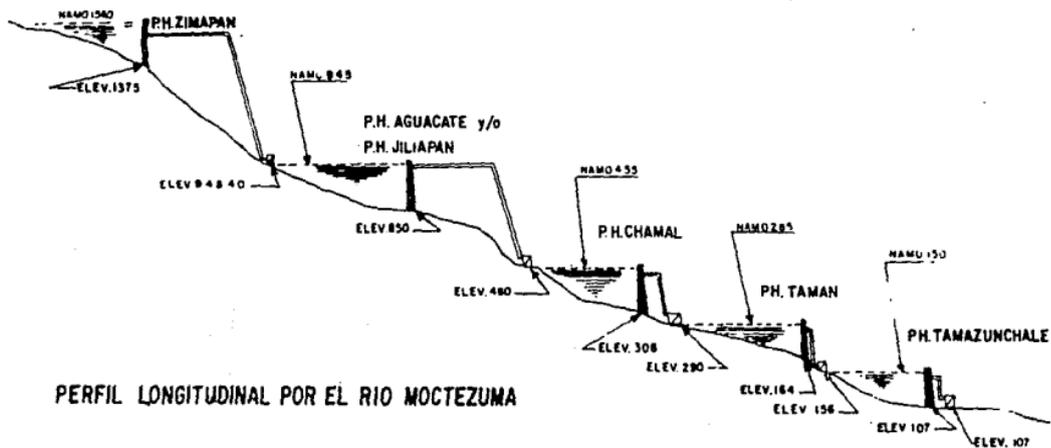
longitud oeste, en la confluencia de los ríos Tula y San Juan en el sitio conocido como Cañón del Infiernillo.

Las poblaciones mas cercanas al Proyecto son las de Zimapán y Cadereyta, estados de Hidalgo y Querétaro respectivamente. El acceso a Zimapán puede realizarse por la carretera federal No.85 (México-Nuevo Laredo) y a Cadereyta por la carretera No. 120 (San Juan del Río-Jalpa de Serra) pasando por el poblado de Cadereyta, encontrando 10 Km después la desviación al sitio del Proyecto.

Otro acceso lo constituye la línea de ferrocarril México-Querétaro hasta Huichapan Hidalgo, distante del sitio 77 Km. Además en el poblado de Zimapán existe una pista aérea de terracería en buenas condiciones para avionetas pequeñas.

En la figuras 1 y 3 se muestra la localización y disposición general de las obras principales del proyecto respectivamente, y en la figura 2 los Proyectos Hidroeléctricos en proceso de estudio, localizados sobre el mismo río Moctezuma.

PROYECTOS HIDROELECTRICOS SOBRE EL RIO MOCTEZUMA



PERFIL LONGITUDINAL POR EL RIO MOCTEZUMA

FIGURA 2

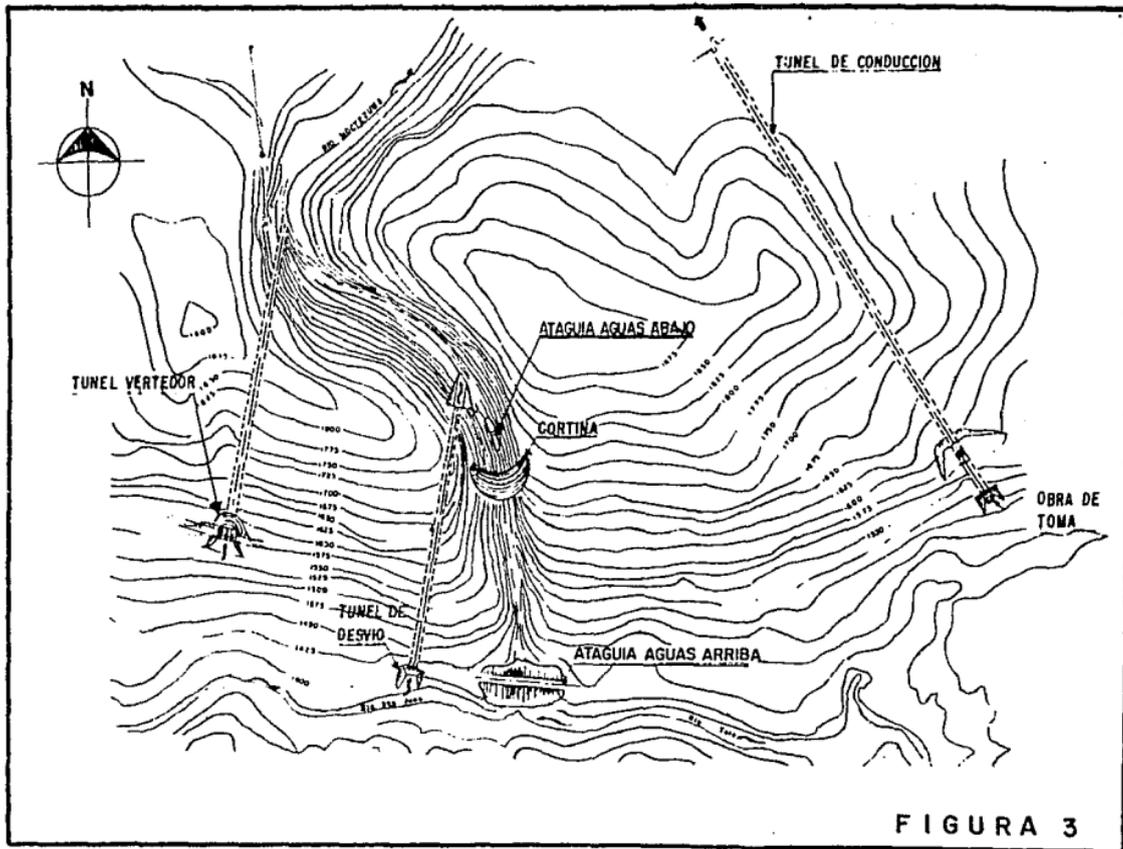


FIGURA 3

II.2.- BENEFICIOS MARGINALES

La posición geográfica de este proyecto, muy cercano a las ciudades de Querétaro y México, junto con su relativa facilidad de interconexión a la red eléctrica, por su cercanía a las Plantas Termoelectricas de Tula, Hidalgo, Sauz, y Querétaro, lo hacen muy atractivo para satisfacer las necesidades de energía de la región central del país.

La derrama económica que producirá la demanda de mano de obra, materiales y servicios de Zimapán así como el desarrollo de la piscicultura, beneficiarán la zona del embalse y sus proximidades.

Por lo que respecta a la parte del embalse que corresponde a la cuenca del río San Juan, y dadas las características actuales del agua, se preve que las condiciones sean buenas en general, desde el punto de vista de la calidad del agua, lo que permitirá el desarrollo de una fauna acuática diversa y consecuentemente la pesca se verá favorecida. Así mismo el aumento de la evaporación y de la humedad relativa en el embalse, causará modificaciones en la composición de la flora favoreciendo el desarrollo de otras especies vegetales. Dentro de la Región Central de generación, el proyecto Zimapán representará un 8 % de incremento en la generación y el 7 % de incremento de la potencia.

II.3.- DATOS PRINCIPALES DE LOCALIZACION

UBICACION:

a) Coordenadas:

Longitud Oeste 99° 30'

Latitud Norte 20° 40'

b) Río Moctezuma

c) Estados Hidalgo y Querétaro

d) Municipios Zimapán y Cadereyta

III.- ESTUDIOS PRELIMINARES

III.1.- GENERALIDADES

Para definir las características generales de las obras del proyecto, se realizan amplios estudios de factibilidad técnica y económica, los cuales se llevan a cabo mediante las siguientes etapas:

- a).-Identificación
- b).-Gran visión
- c).-Prefactibilidad
- d).-Factibilidad

El Proyecto Hidroeléctrico Zimapán fue estudiado en las etapas de Gran visión y Prefactibilidad por el entonces Departamento de Anteproyectos de Plantas Hidroeléctricas de la Subgerencia de Ingeniería Preliminar Civil y Geotécnica de La Comisión Federal de Electricidad, entre los años 1982 y 1985. Durante el año de 1986 se realizó el Estudio a nivel Factibilidad, en el que se tomó en cuenta los resultados de estudios anteriores; así como los resultados de los estudios recientes llevados a cabo por la Subgerencia de Anteproyectos.

III.2.- ESTUDIOS HIDROLOGICOS

Estos estudios son fundamentales en el proyecto de obras hidráulicas ya que de ellos depende en gran medida el funcionamiento y resultados óptimos de estas, siendo por lo tanto muy importante realizarlos con la mayor cantidad de datos y registros disponibles de las estaciones climatológicas e hidrométricas existentes en el lugar. Desafortunadamente en algunos casos la información que se tiene no es suficiente, teniéndose entonces que complementar utilizando métodos estadísticos y analíticos.

III.3.- DATOS CLIMATOLOGICOS E HIDROMETRICOS

Para el estudio hidrológico del proyecto se analizaron datos de 43 estaciones climatológicas, distribuidas en las cuencas del Valle de México, del río Tula y del río San Juan, de las cuales las más antiguas operan desde 1963.

III.4.- ESCURRIMIENTOS

Una parte muy importante del estudio hidrológico lo constituyen los escurrimientos que deberán ingresar al embalse del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, integrados estos efluentes por los registros simultáneos de lluvia,

volúmenes y gastos medidos en las estaciones hidrometeorológicas consideradas así como la dotación de agua potable de la ciudad de México, las demandas de riego en las cuencas de los ríos Tula y San Juan y los volúmenes empleados en la Termoeléctrica de Tula.

Dada la complejidad de las cuencas en estudio, se planteó un modelo de funcionamiento, llamado de caja negra, que considera solo los factores que intervienen de manera directa en la integración de los escurrimientos.

Cabe destacar la importancia que tiene el crecimiento del área metropolitana de la Ciudad de México, ya que los efluentes de la misma representan un volumen significativo y son desalojados hacia la cuenca del río Tula principal aportador del Proyecto, de tal suerte que los volúmenes aportados variarán de manera significativa con el crecimiento de la población en el Valle de México, por lo tanto se considera que el volumen efluente máximo se alcanzará cuando la tasa de crecimiento de la población se estabilice, estimada para el año 2026, según las tendencias actuales y las proyecciones efectuadas.

III.5.- AZOLVES.

De acuerdo con estudios de aportación de sedimentos, basados en los registros de las estaciones Tula y San Juan, se obtuvo un volumen de sedimentos medio anual del orden de 250 Hm^3 para un período de 100 años.

Los registros de escurrimientos, azolves, evaporaciones temperaturas y lluvias han permitido, determinar la magnitud del aprovechamiento así como los gastos de diseño de las obras de desvío ($Tr=20$ años), y excedencias ($Tr=10,000$ años).

Para la determinación de las curvas Elevaciones-Areas, Elevaciones-Volumenes del vaso y la curva Altura de la Cortina-Volumen de los diferentes materiales, se realizaron levantamientos topográficos del vaso y de los ejes probables de la cortina, a escala de 1:1000 y 1:500 respectivamente.

III.6.- ESTUDIO DE AVENIDAS

La determinación de la avenida máxima probable se basa en consideraciones racionales de las probabilidades de ocurrencia simultánea de los máximos de elementos o condiciones que contribuyen a la avenida. Esa avenida es la mayor que se puede esperar razonablemente y que ordinariamente se acepta como avenida de proyecto para las presas como esta en las que la falla de la estructura aumentará el peligro para la vida humana.

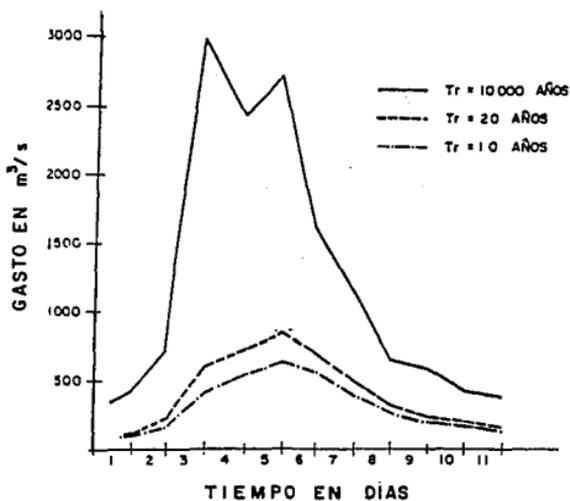
Dadas las características hidrológicas de la cuenca, se consideraron cuatro eventos por separado, que al integrarlos definen la avenida de diseño, tanto para la obra de desvío como para la obra de excedencias. Inicialmente se definió una

avenida hasta la estación hidrométrica Paso de Tablas y otra hasta la estación Ixmiquilpan teniendo estas dos estaciones un período de registro hidrométrico aceptable, para la cuenca propia, compuesta por dos subcuencas, se definió una tormenta que a través del modelo lluvia-escorrentamiento para cada afluente antes mencionado proporcionó las avenidas por cuenca propia, finalmente se integraron las cuatro avenidas para cada período de retorno seleccionado, sumándolas entre sí y respetando su tiempo de traslado.

Los resultados obtenidos al utilizar el modelo anterior proporcionaron el hidrograma de la avenida máxima probable.(ver fig. 4)

Tr	Gasto máx.	Volumen
años	m ³ /s	m ³
10	632	310
20	842	403
10,000	2,960	1,209

En todos los casos la duración de la avenida se considero de 11 días



DIA	G A S T O m^3/s		
	10 años	20 años	10000 años
1	102	120	413
2	171	230	714
3	408	600	2860
4	552	738	2416
5	632	842	2712
6	555	701	1619
7	390	491	1113
8	272	325	858
9	197	247	591
10	171	213	424
11	137	160	375
VOL. m^3	310	403	1209

AVENIDA MAXIMA PROBABLE

FIGURA 4

III.7.- DETERMINACION DE LOS NIVELES DE OPERACION DEL PROYECTO.

Los niveles característicos de la presa (NAMINO, NAMO, y NAME) fueron obtenidos durante la etapa de estudios de prefactibilidad utilizando las técnicas de simulación hidrológica.

Los objetivos de la simulación hidrológica son definir los niveles de operación que permitan generar una cantidad de energía eléctrica determinada, así como el volumen de regulación y la capacidad de la obra vertedora que se requieren para un buen control de las avenidas extraordinarias. En ambos casos, la simulación permite calcular los beneficios correspondientes a una alternativa dada, y compararlos con las inversiones necesarias.

Para la determinación de los niveles NAMO y NAMINO se efectuó la simulación del funcionamiento del vaso para el cual se requirieron los siguientes datos:

- 1.-Curvas ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES. (fig. 5)
- 2.-Registro histórico de aportaciones o volúmenes mensuales, conviene tener al menos 15 años de registro, para este caso se emplearon 43 años deducidos.
- 3.-Registro histórico de lluvias y evaporación mensuales.
- 4.-Topografía de la zona de la boquilla
- 5.-Costo del KWh en la región generado por otros medios.
- 6.-Costo anual de operación y mantenimiento para diferentes tamaños de obra.

Para controlar las avenidas que ingresan al vaso, es necesario destinar una parte del almacenamiento de la presa para regulación de dichas avenidas y dar a la obra de excedencias capacidad para verter el gasto máximo regulado. Entre mayor sea el volumen destinado a regular avenidas, menor será la capacidad del vertedor y viceversa.

La información hidrológica necesaria para seleccionar la combinación más adecuada de capacidad del vertedor y volumen de almacenamiento, consta de las alternativas factibles, es decir, aquellas que permitan transitar la avenida de diseño sin riesgo para la presa, y del gasto máximo de descarga que, para cada alternativa, se produciría con las avenidas más frecuentes.

El almacenamiento destinado a regular las avenidas está comprendido entre el nivel de aguas máximo ordinario (NAMO) y el nivel de aguas máximo extraordinario (NAME). Para calcularlo se considera primero el NAMO con un valor fijo (obtenido del funcionamiento de vaso) y se modifica el NAME hasta llegar al valor más adecuado. Una vez definido el NAME, se prueba si resulta conveniente disminuir la cota del NAMO, comparando los beneficios que se obtienen de incrementar el volumen de regulación, con los costos derivados de disminuir la generación.

La mejor alternativa de volumen para regulación de avenidas, será aquella que haga máximo el incremento de beneficio neto, en la vida útil de la presa, respecto a una alternativa base.

CURVA ELEVACIONES - AREAS - CAPACIDADES (EMBALSE)
P.H. ZIMAPAN, HGO.

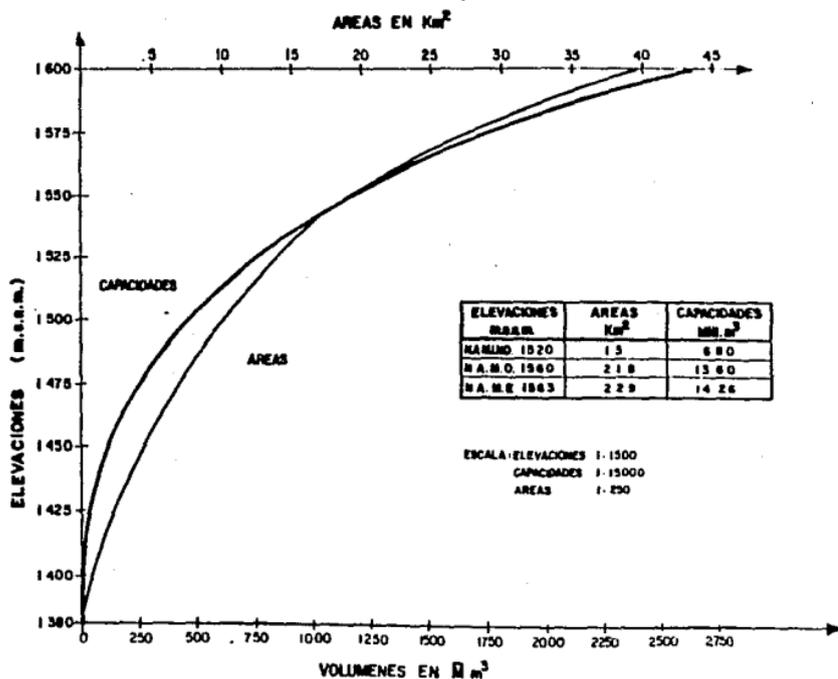


FIGURA 5

DATOS GENERALES DE PROYECTO

a) Area de la cuenca del Río Pánuco	84 956 Km ²
b) Area de la cuenca hasta Zimapán.....	11 869 Km ²
c) Número de años de registro (deducidos).....	43
d) Escurrimiento medio anual.....	982 Mill. m ³
e) Volumen medio mensual escurrido.....	81.8 Mill.m ³
f) Gasto medio.....	31.1 m ³ /s
g) Volumen medio anual aprovechado.....	868 Mill. m ³
h) Gasto medio aprovechado.....	27.4 m ³ /s
i) Porcentaje de aprovechamiento.....	88.1 %

VASO DE ALMACENAMIENTO

a)	ELEVACIONES	CAPACIDADES
	NAMINO 1520 msnm.....	680 Mill. m ³
	NAMO 1560 msnm.....	1,360 Mill. m ³
	NAME 1563 msnm.....	1,426 Mill. m ³
b)	Capacidad de azolves.....	250 Mill. m ³
c)	Capacidad útil NAMINO-NAMO	680 Mill. m ³
d)	Capacidad para control de avenidas	
	NAMO-NAME.....	66 Mill. m ³
e)	Area ocupada por el embalse al NAME.....	22.9 Km ²

f) Area ocupada por el embalse al NAMO.....	21.8	Km ²
g) Area ocupada por el embalse al NAMINO.....	13.0	Km ²

OBRA DE DESVIO, CON TR= 20 años.

a) Gasto máxima avenida.....	842	m ³ /s
b) Gasto de diseño, máximo.....	609	m ³ /s
c) Elevación atagüfa aguas arriba.....	1,405	msnm
d) Elevación atagüfa aguas abajo.....	1,385	msnm

OBRA DE EXCEDENCIAS CON "AVENIDA MAXIMA PROBABLE" ,

TR = 10,000 años.

a) Gasto máxima avenida.....	2,960	m ³ /s
b) Volumen de la avenida.....	1,209	Mill. m ³
c) Gasto de diseño descarga.....	2,520	m ³ /s
d) Elevación de la cresta.....	1545.27	msnm
e) Longitud efectiva del cimacio.....	9.9 x 2	m
f) Compuertas	2	Radiales
g).Velocidad máxima en el túnel.....	25	m/s
i) Longitud promedio de cada túnel.....	545	m
j) Relación de llenado.....	0.8	

III.8.- GEOLOGIA Y GEOTECNIA.

Regionalmente se han identificado varias formaciones principales en el área donde se ubicará el proyecto, las que han sido afectadas por la Orogenia Laramide y los eventos volcánicos ocurridos en la Era Terciaria. La columna estratigráfica está constituida por las formaciones Las Trancas, El Doctor, Soyatal-Méndez, El Morro, rocas volcánicas agrupadas en la formación Las Espinas, formación Tarango, basalto pleistocénico y depósitos recientes como suelos aluviales sin consolidar (grava-arena) y suelos residuales arcillosos.

Adicionalmente a las formaciones anteriores, se encuentran cuerpos de rocas ígneas intrusivas de composición cuarzo-monzonítica y dacítica, en sus contactos se observan rocas metamórficas. Las zonas mineras más importantes de la región se ubican en los contactos de estos cuerpos y la roca encajonante.

De las principales formaciones se desprenden que están constituidas por: alternancia de calizas, lutitas y areniscas interestratificadas, conglomerados calcáreos, brechas dolomíticas y andesíticas, dolomías, derrames andesíticos limonitas sobre tobas bentoníticas y tobas arenosas, brechas y derrames riolíticos derrames lávicos y terrazas aluviales.

III.9.- TECTONICA.

El área en estudio está localizada en la zona limítrofe de las provincias fisiográficas de la Sierra Madre Oriental y del Eje Neovolcánico Transmexicano. El límite entre ambas se localiza en la confluencia de los ríos Tula y San Juan y al norte del poblado de Zimapán. La Sierra Madre Oriental se caracteriza por cadenas montañosas orientadas NW-SE cortadas por profundos cañones de paredes abruptas, tanto perpendiculares como subparalelos a ellas y separadas por amplias depresiones topográficas con la misma orientación. En promedio su altitud es de 1800 m. Para el área del proyecto las zonas más prominentes son el Cerro de Los Lirios (2300 m.) y la Sierra del Doctor. El Eje Neovolcánico forma una entrada de dimensiones considerables.

Las obras civiles del proyecto quedarán alojadas en la primera provincia la cual está representada por rocas sedimentarias del tipo calizas, lutitas y areniscas del Jurásico Superior y Cretácico Inferior y Superior, principalmente. El embalse del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán quedará ubicado en la segunda provincia, la cual se caracteriza por mesetas coronadas por cerros de forma cónica o cóncava y por lomeríos de suave pendiente, en donde predominan las rocas ígneas extrusivas del terciario y cuaternario en sus diversas series.

El área donde se ubicarán las obras del Proyecto Hidroeléctrico, ha sido afectada por movimientos tectónicos ocurridos desde finales del Cretácico hasta

finales del Terciario, produciendo fuertes plegamientos en las formaciones sedimentarias y afallamientos que en algunos casos alcanzan varios kilómetros de extensión y varios cientos de metros de salto.

Entre las discontinuidades mayores de particular importancia para el proyecto, resaltan: la Falla El Doctor, que se localiza en dirección NE con respecto al eje de la boquilla y cruza el eje del túnel de conducción a unos 7.5 Km. aguas abajo de la toma, es un corrimiento de gran magnitud ya que tiene una extensión del orden de 15 Km. y salto de 300 m; los movimientos de tensión que se presentan en esta área, actuaron sólo en algunas partes y oscurecieron la falla inversa original; la Falla Tula, que pasa cerca de la confluencia de los ríos Tula y San Juan casi a la entrada del cañón del Infiernillo, es del tipo normal, con una extensión de 7 Km. y salto de 630 m; y la Falla El Cajón, que se localiza a unos 80 m, aguas abajo de la entrada al cañón del Infiernillo (subsidiaria de la Falla Tula), es de tipo normal con un salto del orden de 40 m. Adicionalmente a éstas discontinuidades el paquete sedimentario se aprecia plegado, destacando lo siguiente: Sinclinal de Maconi, Sinclinal del Cerro de los Lirios y Anticlinal de la Laja.

III.10.- SISMICIDAD.

En función de las características geotécnicas de la República Mexicana, las zonas continentales y marítimas se dividieron en provincias sísmicas. La región de

estudio se encuentra ubicada en la frontera de las provincias penesísmica y asísmica. La primera se caracteriza por sismos ocasionales no mayores del 6° grado de la escala de Richter, en donde los epicentros más cercanos se localizan a 200 Km, al W, en el Océano Pacífico. Adicionalmente, se evaluó el potencial sísmico de las principales discontinuidades mayores, concluyéndose que el rasgo potencial más peligroso corresponde a la Falla El Doctor, de tipo inverso y mecánica compresional que en caso de reactivarse produciría aceleraciones máximas hasta de 0.21 g. En segundo lugar estaría la Falla de Florida que produciría aceleraciones del orden de 0.15 g en caso también de reactivarse y de existir continuidad en sus segmentos oriental y occidental.

Para adoptar el coeficiente sísmico se realizó un estudio de riesgo, para ello se localizaron los epicentros en un área de 100 Km. de radio a partir de la cortina correspondientes a los eventos ocurridos en el período 1920-1984, de donde se concluye que la actividad es escasa y no hay evidencia histórica de eventos mayores a 5.5° (Richter). La aceleración máxima fue de 0.019 g. en el sitio de la Boquilla.

La tectónica actual de la región central del país, es de tipo extensional (Area Chapala-Acambay, Tehuacán-Oaxaca, etc.) y no compresional; de acuerdo a las evidencias de campo actuales se considera que la Falla El Doctor es inactiva.

IV.- ASPECTOS GEOLOGICOS Y GEOTECNICOS EN LAS OBRAS CIVILES

IV.1.- VASO.

El embalse afectará los actuales cauces de los ríos San Juan y Tula. En el primero se extenderá río arriba del orden de 14 Km., a partir del eje de la boquilla, cubriendo una secuencia de rocas volcánicas básicas constituidas por coladas de basalto, tobas y brechas basálticas. Esta formación se encuentra en posición casi horizontal. Hacia el oriente, el vaso se extenderá del orden de 12 Km, sobre el cauce del río Tula, cubriendo las rocas sedimentarias de las formaciones Soyatal-Méndez y El Doctor.

IV.2.- BOQUILLA.

El cañón del Infiernillo fue labrado en rocas sedimentarias de la formación El Doctor, la que subyace a las calizas arcillosas intercaladas con areniscas de grano fino de la formación Las Trancas. En la parte baja del cañón afloran brechas dolomíticas y dolomías en estratos gruesos a medianos, en tanto que en la parte alta del cañón se encuentran interestratificadas calizas micríticas y dolomías. Los estratos de esta formación se encuentran ligeramente inclinados, en la margen izquierda hacia adentro del macizo rocoso y en la margen derecha hacia el cauce.

Se presentan en la parte baja del cañón, pequeñas fallas de salto reducido, tres pliegues con buzamiento al NW y cuatro sistemas de fracturas, la mayoría de ellas selladas con calcita.

El tratamiento de la cimentación de la cortina consiste en la remoción de bloques sueltos y de roca alterada y decomprimida en toda el área de desplante, así como en la remoción total del escaso espesor del material aluvial en la zona del cauce. La ejecución de cortes para el empotramiento de la cortina en ambas márgenes requerirá el empleo de la técnica de "precorte" para reducir el fracturamiento inducido en la roca por el empleo de explosivos.

IV.3.- OBRA DE DESVIO

Esta estructura cruzará las rocas sedimentarias de la formación El Doctor, capas gruesas de dolomías masivas intercaladas con brechas dolomíticas. En el túnel se cortarán probablemente cuatro sistemas de fracturas dirigidas tres de ellas al NE y el restante al NW.

Se utilizarán marcos metálicos como ademe de la excavación en tramos aislados para garantizar la estabilidad y en donde se presenten zonas de falla.

IV.4.- OBRA DE EXCEDENCIAS

La excavación subterránea quedará alojada en la formación El Doctor, constituida en esta zona por calizas micríticas y brechas dolomíticas en estratos de 30cm a 2m de espesor. Los sistemas de fracturamiento levantados están orientados al NE y NW, teniendo relleno la mayoría de las discontinuidades de calcita y sólo algunas de arcilla.

Después de revestido el túnel vertedor, deberá efectuarse el tratamiento de inyectado concreto-roca en toda la longitud de la estructura. Se utilizarán anclas de tensión para soporte en donde se presenten bloques inestables y evitar se tengan problemas de inestabilidad.

IV.5.- OBRA DE CONDUCCION

La constituye un túnel de 20.2 Km de longitud que conecta la Obra de Toma con el Pozo de Oscilación. Superficialmente las unidades de roca que se encuentran a todo lo largo del proyecto del túnel de conducción pertenecen a las formaciones Trancas, El Doctor, Soyatal, Méndez y Las Espinas (enumeradas de la más antigua a la más reciente). La segunda y tercera presentan importantes cambios de espesor. La formación Soyatal se adelgaza hacia el sur hasta casi desaparecer en los alrededores de Xajhá, mientras que hacia el norte probablemente rebase los

250 m. La facie de cuenca de la formación El Doctor también cambia de 300m sur a 700m falda norte del Cerro de Los Lirios.

La formación El Doctor ha sido afectada por nueve fallas normales y una falla inversa (entre el cadenamiento 0+000 y el 8+350), de igual manera la excavación cruzará dos diques de carácter riolítico; por otro lado la formación Soyatal, al ser afectada por diques de composición intermedia (andesítica y triquiandesítica), y a causa de su litología original se transformó a pizarras con abundancia de minerales metamórficos de contacto.

En la zona que abarca la falda norte del Cerro de Los Lirios y la Casa de Máquinas, los diques cambian de composición tornándose un poco más ácidos y, en ocasiones se manifiestan como mantos interestratificados (capas de material ígneo que fueron inyectadas entre las capas de una serie sedimentaria y a lo largo de ellas) o diquestratos.

La geología estructural del área se puede dividir en dos secciones: la primera se localiza entre la Obra de Toma y el poblado de Xajhá, y está controlada por la potente secuencia calcárea de la formación El Doctor en sus facies arrecifal; sus plegamientos son parados, abiertos y amplios con fallas de dimensiones considerables. La segunda se extiende desde el poblado de Xajhá hasta la zona de Casa de Máquinas e incluso hasta el poblado de las Adjuntas; se caracteriza por un plegamiento más intenso constituido por pliegues cerrados, recostados y recumbentes, desarrollo de gran cantidad de fallas de salto pequeño.

Estos rasgos son más notables en las formaciones superiores (Soyatal y Méndez) que en los inferiores (El Doctor y Trancas) debido a su menor competencia. El límite entre ambas secciones estaría marcado por la Falla El Doctor.

IV.6.- POZO DE OSCILACION, TUNEL A PRESION Y CASA DE MAQUINAS.

El pozo de oscilación y la conducción a presión quedarán alojadas casi totalmente en la Unidad Superior a la formación las Trancas, en tanto que la parte inferior del pozo de oscilación, el extremo final del Túnel a Presión y la Casa de Máquinas quedarán dentro de la Unidad Inferior. La Unidad Superior está constituida por calizas margosas en estratos de 30 y 40cm a 1.00m de espesor; la Inferior la componen areniscas de grano grueso a medio interestratificadas con calizas arcillosas y lutitas, cuyos espesores de capa varían de 20cm a 2m.

En esta zona se pueden apreciar gran cantidad de pliegues anticlinales y sinclinales, así como varios sistemas de fracturas ortogonales (en ángulo recto).

V.- DESCRIPCION GENERAL DE LAS OBRAS

V.1.- ASPECTOS GENERALES

Como resultado de los estudios del tránsito de la avenida de diseño a través del vaso se obtiene la carga máxima ($H_{m\acute{a}x.}$) y el gasto máximo ($Q_{m\acute{a}x.}$) para el cual deben dimensionarse las diferentes estructuras que forman la Obra de Excedencias, aunque deben revisarse para todo el rango de gasto. Estas estructuras son: El canal de acceso o de llamada, la estructura de control, el conducto de descarga, la estructura terminal y el canal de desfogue.

V.2.- CANAL DE ACCESO

El canal de acceso sirve para captar agua del vaso y conducirla a la estructura de control. Dependiendo del tipo de obra de excedencias, esta parte puede ser requerida o no; por ejemplo, en una cortina vertedora no se necesita, mientras que en vertedores alojados en las laderas de la boquilla casi siempre son necesarios. Las velocidades de entrada, la curvatura del canal y las transiciones deben ser graduales. La longitud del canal debe ser mínima por razones de economía, se procura obtener una distribución uniforme del flujo en la longitud de la estructura de control. Velocidades de ente 3 y 5 m/s y la eliminación de zonas

muertas en el canal, por lo general producen resultados satisfactorios.

V.3.- ESTRUCTURA DE CONTROL

Esta estructura controla y regula los derrames del vaso y es en consecuencia una componente muy importante de la obra de excedencias. Según el tipo de topografía y por consecuencia, de obra de excedencias, la estructura de control, puede ser de varias formas y operar libre o controlada; su selección en mucho, debe depender del factor económico.

V.4.- CONDUCTO DE DESCARGA

Los volúmenes liberados por la estructura de control se conducen al río aguas abajo de la presa a través de esta estructura. Los conductos de descarga usados mas frecuentemente son: canales a cielo abierto, conductos a través o sobre la cortina y túneles a través de las laderas, estos conductos deben estar revestidos con materiales resistentes a la acción de erosión debida a las altas velocidades con que funcionan, así como ser estructuralmente adecuados para soportar las fuerzas de subpresión, empujes de tierra, cargas dinámicas, etc., a que están sujetos.

V.5.- ESTRUCTURA TERMINAL

La estructura terminal tiene por función disipar un alto porcentaje de la energía que posee el agua al llegar a ella, de forma que la que le quede no provoque daños, o bien lanzar el agua hacia adelante para lograr el mismo fin disipando la energía por impacto.

V.6.- CANAL DE SALIDA

El canal de salida es la estructura que capta el agua que sale de la estructura terminal; su función es conducir el agua hasta un lugar hasta donde escurra en forma natural, pudiendo ser el lecho de un río. No siempre se requiere construir canal de salida, esto depende de las condiciones topográficas, de la calidad de la roca, de la disposición de otra estructuras, etc.

VI.- ALTERNATIVAS DE SOLUCION DE LA OBRA DE EXCEDENCIA

VI.1 ANTECEDENTES

Debido a los diferentes factores que deben tomarse en cuenta en este tipo de obras, surge la necesidad de efectuar el estudio de varias alternativas de solución que involucren dichos factores. Por tanto en base al funcionamiento, capacidad hidráulica, características topográficas del terreno y experiencias en obras anteriores, se plantearon diversas alternativas de solución. Estas alternativas y sus características principales se muestran en el tabla 1.

Las pruebas realizadas en modelos hidráulicos de cada una de las alternativas permitieron seleccionar dos de ellas (alternativas 5 y 6) como las más viables, por sus características y buen funcionamiento hidráulico.

A continuación se describen las principales estructuras que integran ambas alternativas y se efectúa el análisis a groso modo del costo de cada una de ellas, este análisis junto con algunas de las características técnicas y de funcionamiento nos permitirá determinar cual de las dos alternativas es la más conveniente.

CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS ALTERNATIVAS ESTUDIADAS

	ALT. FACT. No. 1	ALT. CONCURSO No. 2	ALT. No.3	ALT. No.4	ALT. No. 5	ALT. DEFINITIVA No. 6
ELABORADA POR:	DPTO. ING. BASICA SUBG. ANTEPROY.	GPO. PROY. No. 3 SUBG. DISEÑOS	DISCIPLINA DE HIDRAULICA SUBGERENCIA DE DISEÑOS			
GEOMETRIA DE LA TRANSICION:	INDEFINIDA	SE UTILIZO LA ELABORADA POR EL INST. DE ING. DE LA U.N.A.M. PARA LOS P.H. CHICCASEN E ITZANTUN. CHIS.				
HIDROGRAMA DE AV. DE DISEÑO		DATOS CADA 24 HORAS	D A T O S CADA 4 HORAS			
TIPO DE DESCARGA:		LIBRE	LIBRE	CONTROLADA CONSIDERANDO ESCOTADURA EN CORTINA	CONTROLADA	CONTROLADA
ELEV. CANAL LLAMADA:			1,544.25 m s n m.	1,545.40 m s n m.	1,544.85 m s n m.	1,541.27 m s n m.
ELEV. CRESTA CIMACO:	1,547.00 m s n m.	1,547.40 m s n m.	1,546.50 m s n m.	1,549.40 m s n m.	1,548.85 m s n m.	1,545.27 m s n m.
No. COMPUERTAS	3	3	3	3	3	2
GASTO DE DISEÑO	2,523.00 m ³ /s	2,314.00 m ³ /s	2,429.00 m ³ /s	2,069.69 m ³ /s	2,548.16 m ³ /s	2,520.00 m ³ /s
No. DE TUNELES	1	1	1	1	1	2
ANGULO DE LA RAPIDA	18.07	15.00	19.00	15.00	15.00	SIN RAPIDA
RADIO CURVA VERTICAL	226.50 m	230.08 m	163.13 m	236.08 m	466.59 m	SIN CURVA VERT.
SECCION DEL TUNEL	DIAMETRO 11.20 m	DIAMETRO 10.70 m	DIAMETRO 10.70 m	DIAMETRO 10.70 m	DIAMETRO 13.70 m	S. PORT. 9.9°13.9 A 9.9°8.5
RELACION DE LLENADO AL FINAL	0.80	0.80	0.80	0.79	0.70	0.80
VELOCIDAD MAX AL FINAL	30.00 m/s	30.00 m/s	33.50 m/s	28.77 m/s	25.00 m/s	25.00 m/s
PENDIENTE SECCION CONSTANTE:	0.035	0.048	0.061	0.048	0.026	0.065
RESULTADOS EN LABORATORIO HIDR.:		NO FUNCIONO INSUFICIENTE	EFICIENTE P/GASTOS HASTA DE 2463 m ³ /s	EFICIENTE P/GASTOS HASTA DE 2000 m ³ /s	EFICIENTE	EFICIENTE

TABLA 1

VI.2.- ALTERNATIVA 5 (tipo Chicoasen)

El diseño geométrico para la obra de excedencias del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán Hgo. en esta alternativa es semejante al diseño elaborado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México en el año de 1977 para las obra de excedencias de el Proyecto Hidroeléctrico de Chicoasen, localizado en el Estado de Chiapas. (ver anexo "PLANO GENERAL ALTERNATIVA 5").

La elección de este tipo de Obra de Excedencias se efectuó tomando en cuenta las experiencias positivas de funcionamiento hidráulico que se obtuvieron en la Obra de Excedencia del proyecto antes mencionado además de aprovecharse los resultados y modelos hidráulicos ya existentes.

VI.2.1 CANAL DE ACCESO

Debido a la forma del vaso el Canal de Acceso lo forman dos muros laterales de concreto armado que se apoyan sobre el terreno natural con un talud de 0.25:1 ligados a la estructura de control. Cada muro tiene una longitud aproximada de 16m y un ángulo de esviajamiento de 30° con respecto a la línea centro del túnel.

VI.2.2.- ESTRUCTURA DE CONTROL

La estructura de control está integrada por tres compuertas radiales formadas por un sector de cilindro de acero, apoyado en brazos radiales a través de los cuales se transmite el empuje hidrostático hacia el perno de apoyo. Estas compuertas se encuentran separadas por dos pilas de concreto masivo que están integradas a un vertedor con caída rápida en túnel, la operación de dichas compuertas se efectúa desde un puente de maniobras apoyado sobre las pilas mencionadas. El perfil del cimacio es de tipo Creager.

VI.2.3.- CONDUCTO EN TUNEL

La estructura de compuertas da acceso al túnel el cual en su primer tramo permite la transición de una sección portal al inicio a una circular. Los primeros metros de la transición constituyen una rampa con 15° de inclinación con respecto a la horizontal, la cual termina en el P.C. de una curva vertical, al final de la curva se inicia el tramo de sección circular con una pendiente constante hasta la descarga de $s = 0.065$. El túnel se encuentra revestido de concreto en toda su longitud.

VI.2.4.- DESCARGA

La zona donde se propone ubicar la descarga queda comprendida dentro del cañón del río Moctezuma las paredes de ambas márgenes son precisamente verticales y separadas entre si distancias inferiores a los 100 metros para el rango de elevaciones en que se podría alojar la descarga. Esta situación llevo a la conclusión de realizar la descarga libremente sin utilizar ninguna estructura de lanzamiento o amortiguación.

VI.2.5.- CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA, PRECIO UNITARIO Y PRESUPUESTO DE LA ALTERNATIVA 5, A PRECIOS CON FECHA DE OCTUBRE DE 1991.

CONCEPTOS DE OBRA	CANT.	UNID.	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN NUEVOS PESOS
DESCRIPCION				
OBRA DE EXCEDENCIAS				
EXCAVACION				
Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material.	64,000	m ³	21.05	1'347,200.00
Excavación en túnel en cualquier clase de material.	40,000	m ³	56.64	2'265,600.00
Excavación en túnel en cualquier clase de material (solo sección circular)	435	m	8,501.99	3'698,365.65
Carga y acarreo del material producto de la caídas.	2500	m ³	1.71	4,275.00
Sobreacarreo de material producto de la excavación.	597000	m ³ -km	1.71	1'020,870.00
CONCRETO				
Concreto reforzado de f'c= 250 kg/cm ² , en muro de canal de llamada.	435	m ³	265.71	115,583.85
Concreto reforzado de f'c= 250 kg/cm ² , en losa en plantilla de canal de llamada.	522	m ³	261.10	136,294.2

CONCEPTOS DE OBRA	CANT.	UNID.	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN NUEVOS PESOS
CONCRETO				
Concreto reforzado de $f_c= 250 \text{ kg/cm}^2$, en muros laterales y muro frontal de estructura de control.	1137	m^3	233.41	265,387.17
Concreto reforzado de $f_c= 250 \text{ kg/cm}^2$, en pilas.	3205	m^3	275.56	883,169.80
Concreto reforzado de $f_c= 250 \text{ kg/cm}^2$ en cimacio y rampa.	2500	m^3	206.43	516,075.00
Concreto reforzado de $f_c= 250 \text{ kg/cm}^2$ en puente de maniobras.	195	m^3	857.84	167,278.80
Concreto reforzado de $f_c= 250 \text{ kg/cm}^2$ en segundos colados.	75	m^3	758.88	56,916.00
Concreto reforzado de $f_c=150 \text{ kg/cm}^2$, en firmes banquetas, obras de arte, registros y obras similares.	570	m^3	1,159.14	660,709.80
Concreto reforzado de $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ en transición del túnel.	9015	m^3	354.10	3'192,211.50
Concreto reforzado de $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ en sección circular y el precio debiera incluir todo lo relacionado con el tratamiento de contacto concreto-roca.	435	m	11,538.00	5'019,030.00
Concreto simple de $f_c=100 \text{ kg/cm}^2$ para rellenos o reposición de caídos.	500	m^3	115.74	57,870.00

CONCEPTOS DE OBRA	CANT.	UNID.	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN NUEVOS PESOS
ACERO				
Acero de refuerzo de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.	1650	ton.	2,157.71	3'560,221.50
Marco de acero estructural para ademe del túnel.	50	ton.	4,216.12	210,806.00
Acero estructural para instalación fija en primeros colados.	3	ton.	4,843.87	14,531.61
BOMBEO				
Bombeo excedente de 10 Vs con bomba centrífuga autocebante con tubo de succión de:				
φ 2" (5.08 cm)	1000	H.E	54.85	54,850.00
φ 4" (10.16 cm)	1000	H.E	75.40	75,400.00
φ 6" (15.24 cm)	1000	H.E	118.60	118,600.00
φ 8" (20.32 cm)	1000	H.E	215.34	215,340.00
TRATAMIENTO DE LA ROCA				
* Barrenación en roca φ 2 1/4" (5.7cm) penetrando 12m para anclaje de fricción en taludes.	2400	m	26.96	64,704.00
** Barrenación en roca φ 2 1/4" (5.7cm) penetrando 12m para anclaje de fricción en bóveda túnel.	480	m	24.30	11,664.00

CONCEPTOS DE OBRA	CANT.	UNID.	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN NUEVOS PESOS
TRATAMIENTO DE LA ROCA				
*** Barrenación en roca ϕ 2 1/4" (5.7 cm) penetrando 6m para anclaje de fricción en bóveda túnel.	720	m	27.79	20,008.80
Barrenación en roca ϕ 3" (7.62 cm) penetrando 9m para drenaje en taludes.	405	m	25.34	10,262.70
Barrenación en roca ϕ 1" (2.54 cm) penetrando 0.5 m para drenar capa de concreto lanzado.	33	m	32.13	1,060.29
Anclas de fricción ϕ 1" (2.54 cm) de varilla corrugada $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$ y 12m de longitud para el concepto *	2400	m	13.57	32,568.00
Anclas de fricción ϕ 1" (2.54cm) de varilla corrugada $f_y= 4,200 \text{ kg/cm}^2$ y 12m de longitud para el concepto. * *	480	m	31.52	15,129.60
Anclas de fricción ϕ 1" (2.54cm) de varilla corrugada $f_y= 4,200 \text{ kg/cm}^2$ y 6m de longitud para el concepto * * *	720	m	20.85	15,012.00
Barrenación en roca ϕ 2 1/4" (5.7cm) penetrando 0.2m para inyección de contacto concreto-roca.	540	m	22.81	12,317.40

CONCEPTOS DE OBRA	CANT.	UNID.	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN NUEVOS PESOS
TRATAMIENTO DE LA ROCA				
Barrenación en roca ϕ 2 1/4" (5.7cm) penetrando 5.0m para inyección de consolidación.	425	m	22.81	9,694.25
Inyección en contacto concreto-roca con lechadas estables a una presión de rechazo de 3 kg/cm ² .	114	m ³	725.95	82,758.30
Inyección en contacto concreto-roca con lechadas estables a una presión de rechazo de 6 kg/cm ² .	160	m ³	725.95	116,152.00
Concreto lanzado de $f_c = 200$ kg/cm ² .	256	m ³	848.90	217,318.40
Malla de alambre electrosoldada.	1630	m ²	15.38	25,069.40
TOTAL				24'290,304.42

VI.3 ALTERNATIVA 6

VI.3.1 CANAL DE ACCESO

Debido a la forma del embalse en esa zona no se presentan altas velocidades por lo que solamente fue necesario colocar dos muros de concreto ligados a las paredes de los túneles para el encauzamiento del agua a la zona de control sin que se presente ninguna perturbación. La geometría de estos muros se determinó después de efectuar varias pruebas en modelos hidráulicos. Cada muro cuenta con dos curvas horizontales radiales.

VI.3.2.- ESTRUCTURA DE CONTROL

Esta alternativa cuenta con dos túneles separados por una pila central de concreto masivo de 13.50m de ancho y dos compuertas radiales que son operadas desde un puente de maniobras integrado a la elevación 1565.0 msnm. Las compuertas están formadas por un sector de cilindro de acero apoyado en los brazos radiales a través de los cuales se transmite el empuje hidrostático hacia el perno de apoyo.

El perfil del cimacio se obtuvo tomando en cuenta las consideraciones dadas por el United States Beareu Reclamation para cimacios Creager, aunque su eficiencia disminuye debido a la pendiente tan suave con que cuenta aguas abajo de la cresta.

VI.3.3 CONDUCTOS EN TUNEL

Como ya se mencionó esta alternativa cuenta con dos túneles paralelos entre si sin curvas horizontales ni verticales, de sección portal revestidos de concreto en toda su longitud. Ambos túneles cuentan con la misma pendiente de $s=0.065$ a todo lo largo, la altura de estos es variable ya que van disminuyendo en función del perfil del agua obtenido para un gasto de $1260 \text{ m}^3/\text{s}$.

VI.3.4 DESCARGA

La descarga se efectuará libremente sin utilizar estructura de lanzamiento o amortiguación, aprovechando las condiciones topográficas del sitio.

VI.3.5.- CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA, PRECIO UNITARIO Y PRESUPUESTO DE LA ALTERNATIVA 6, A PRECIOS CON FECHA DE OCTUBRE DE 1991.

CONCEPTOS DE OBRA	CANT.	UNID.	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN NUEVOS PESOS
DESCRIPCION				
OBRA DE EXCEDENCIAS				
EXCAVACION				
Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material.	85,000	m ³	21.05	1'789,250.00
Excavación en túnel en cualquier clase de material.	160,000	m ³	56.64	9'062,400.00
Carga y acarreo del material producto de la caídos.	3,650	m ³	1.71	6,241.50
Sobreacarreo de material producto de la excavación.	870,000	m ³ -km	1.71	1'487,700.00
CONCRETO				
Concreto reforzado de f'c=250 kg/cm ² , en muro de canal de llamada.	587	m ³	265.71	155,971.77
Concreto reforzado de f'c=250 kg/cm ² en losa plantilla de canal de llamada.	704	m ³	261.10	183,814.40
Concreto reforzado de f'c=250 kg/cm ² , en muros laterales y muro frontal de estructuras de control.	1190	m ³	233.41	277,757.90

CONCEPTOS DE OBRA	CANT.	UNID.	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN NUEVOS PESOS
CÓNCRETO				
Concreto reforzado de $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ en cimacio y rampa del túnel.	5000	m^3	206.43	1'032,150.00
Concreto reforzado de $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ en puente de maniobras.	350	m^3	857.84	300,244.00
Concreto reforzado de $f_c=250 \text{ Kg/cm}^2$ en segundos colados.	150	m^3	758.88	113,832.00
Concreto reforzado de $f_c= 150 \text{ kg/cm}^2$ en firmes banquetas, obras de arte, registros y obras similares.	640	m^3 .	1,159.,00	741,760.00
Concreto simple de $f_c=100 \text{ kg/cm}^2$ para rellenos o reposición de caídos.	1000	m^3	115.74	115,740.00
Concreto reforzado de $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ en sección portal, el precio deberá incluir todo lo relacionado con el tratamiento de contacto concreto-roca.	1202	m	11,538.00	13'868,676.00
ACERO				
Acero de refuerzo $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$.	2400	ton.	2,157.71	5'178,504.00
Marco de acero estructural para ademe del túnel.	73	ton.	4,216.12	307,776.76
Acero estructural para instalación fija en primeros colados.	4	ton.	4,843.87	19,375.48

CONCEPTOS DE OBRA	CANT.	UNID.	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN NUEVOS PESOS
BOMBEO				
Bombeo excedente de 10 l/s con bomba centrifuga autocebante con tubo de succión de:				
Ø 2" (5.08 cm)	1000	H.E	54.85	54,850.00
Ø 4" (10.16 cm)	1000	H.E	75.40	75,400.00
Ø 6" (15.24 cm)	1000	H.E	118.60	118,600.00
Ø 8" (20.32 cm)	1000	H.E	215.34	215,340.00
TRATAMIENTO DE LA ROCA				
*Barrenación en roca ϕ 2 1/4" penet.12m para anclaje de fricción en taludes.	2,520	m	26.96	67,939.20
** Barrenación en roca ϕ 2 1/4" penetrando 12m para anclaje de fricción en boveda túnel.	624	m	24.29	15,156.96
*** Barrenación en roca ϕ 2 1/4" penetrando 6m para anclaje de fricción en boveda túnel.	930	m	27.79	25,844.70
Barrenación en roca ϕ 3" penetrando 9m para drenaje en taludes.	405	m	25.34	10,262.70
Barrenación en roca ϕ 2 1/4" penetrando 0.5m para drenar capa de concreto lanzado.	83	m	32.13	2,666.79
Anclas de fricción de varilla corrugada ϕ 1" $f_y=4$ 200 kg/cm ² y 12m de longitud para el concepto *	4310	m	13.57	58,486.70

CONCEPTOS DE OBRA	CANT.	UNID.	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN NUEVOS PESOS
TRATAMIENTO DE LA ROCA				
Anclas de fricción de varilla corrugada ϕ 1" $f_y= 4,200$ kg/cm ² y 12m de longitud para el concepto * *	480	m	31.52	15,129.60
Anclas de fricción ϕ 1" de varilla corrugada $f_y=4,200$ kg/cm ² y 6m de longitud para el concepto * * *	930	m	20.85	19,390.50
Barrenación en roca ϕ 2 1/4" (5.27cm) penetrando 0.2m para inyección de contacto concreto-roca.	697	m ³	22.81	15,898.57
Barrenación en roca ϕ 2 1/4" (5.7cm) penetrando 5.0m para inyección de consolidación.	550	m	22.81	12,545.50
Inyección en contacto concreto-roca con lechadas estables a una presión de rechazo de 3 kg/cm ² .	148	m ³	725.95	107,440.60
Inyección en contacto concreto-roca con lechadas estables a una presión de rechazo de 6 kg/cm ² .	207	m ³	725.95	150,271.65
Concreto lanzado de f'c =200 kg/cm ² .	330	m ³	848.90	280,137.00
Malla de alambre electrosoldada	2103	m ²	15.38	32,344.14
TOTAL				35'918,898.42

VI.3.6.- COMPARACION DE RESULTADOS Y SELECCION DE ALTERNATIVAS

En el análisis de costos realizado a ambas alternativas se puede observar que la alternativa 6 necesita una inversión 1.42 veces la necesaria para la alternativa 5; sin embargo existen muchos otros factores no solo de carácter técnico sino también económicos, políticos, sociales etc. que influyen de manera importante en la selección de dicha alternativa. En esta tesis solo se tomaron en cuenta factores técnicos. A continuación se hace mención de algunos de estos factores, que junto con los estudios de costos anteriores permitieron efectuar la evaluación de las alternativas y así poder determinar la más conveniente.

Respecto a la forma de control y descarga ambas alternativas se pueden clasificar como de cresta controlada con descarga en túnel, cuyo control se logra en estas por medio de compuertas radiales. Una de las ventajas técnicas más importantes con que cuenta la alternativa 5 (tipo Chicoasen) es que el control se efectúa mediante 3 compuertas siendo esto de gran importancia ya que si llegara a dañarse alguna de ellas siempre es posible propiciar un flujo simétrico por el túnel con las compuertas restantes, además el contar con tres vanos nos permite reducir el tamaño de dichas compuertas. Otra ventaja es que se tienen suficientes pruebas de funcionamiento hidráulico, efectuadas en modelos hidráulicos existentes. La desventaja principal que se tiene con respecto a la alternativa 6 es que en caso de sufrir algún daño la estructura de control o la de descarga por el paso de alguna

avenida, no se podrían efectuar las reparaciones necesarias en caso de que se presentara otra enseguida, lo cual repercute en uno de los factores más importantes que se deben de tomar en cuenta como es la seguridad, cosa que no pasaría con la alternativa 6 ya que al contar con dos estructuras de control y túneles independientes en caso de sufrir daño cualesquiera de ellas se cerrarían las compuertas de este y se dejaría pasar la avenida por el otro túnel permitiendo mientras la reparación del mismo. Sin embargo el inconveniente de esta alternativa con respecto a la anterior es el incremento considerable en el costo.

Otra ventaja de la alternativa 6 es que el proceso constructivo se simplifica en gran escala, ya que en la alternativa 5 se requiere de una transición de sección portal en la zona de control a una circular dentro del túnel, además de tener una curva vertical de 15° con respecto a la horizontal, que permite contar con la rápida requerida para este tipo de estructura, lo cual hace más complicada su construcción.

Como se puede observar existen ventajas y desventajas entre ambas alternativas que hacen difícil la selección de alguna de ellas. En este caso se trata de elegir entre la alternativa más económica y la que nos brinda mayor seguridad al permitirnos efectuar reparaciones en caso de presentarse algún percance en cualesquiera de los túneles.

Después de evaluar ambas alternativas para el Vertedor se eligió la solución de los dos túneles paralelos rectos por cuestiones de seguridad mantenimiento, tiempo, y facilidad de construcción principalmente.

En la tabla se muestra un cuadro comparativo de algunas de las ventajas y desventajas que existen entre ambas alternativas:

ALTERNATIVA	5	6
FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO	EFICIENTE	EFICIENTE
PROCESO CONSTRUCTIVO	COMPLICADO	SENCILLO
TIEMPO DE EJECUCION	MAYOR	MENOR
DESCARGA AL RIO	S/ESTRUCTURA TERMINAL	SIN ESTRUCTURA TERMINAL
SEGURIDAD	MENOR	MAYOR
COSTO	MENOR	MAYOR
RIESGO DE CAVITACION	MAYOR	MENOR

Cuadro comparativo de las alternativas 5 y 6

VII.- ALTERNATIVA SELECCIONADA (ALTERNATIVA 6).

VII.1.- CARACTERISTICAS GENERALES

Los presupuestos de las diferentes combinaciones de vertedores de varias capacidades, y de presas de diferentes alturas para un tipo supuesto de vertedor, y de varias alternativas de tipos de vertedor proporcionaron la base para hacer la selección del tipo de vertedor económico y la relación óptima de la capacidad del vertedor a la altura de la presa.

Para realizar el estudio mencionado se efectuaron muchos estudios de variación de niveles, de formas de vertedores, y presupuestos de vertedores y presas.

La elección de un vertedor en túnel resultó después de agotar todas las posibilidades de la utilización de un vertedor a cielo abierto, en los cuales la capacidad de descarga es mucho más eficiente y su construcción más económica.

Con base en el gasto máximo de descarga, las velocidades requeridas, el estudio económico y las condiciones particulares del sitio, prevaleciendo siempre los aspectos de seguridad de la obra, se determinó que fuesen dos túneles separados por una pila central, los cuales trabajarán con una relación del área

hidráulica al área total del 80 % ambos túneles son rectos y paralelos entre sí y no cuentan con curvas verticales. Los túneles son de sección portal con una pendiente de $s= 0.065$ la cual permite tener velocidades máximas al final de los mismos alrededor de los 25 m/s lo que garantiza aún sin aireación que no se presenten daños de cavitación ni erosión del concreto en los ductos. El caudal máximo vertido llega a $1260 \text{ m}^3/\text{s}$ por túnel. (ver anexo "PLANO GENERAL")

VII.2. CANAL DE ACCESO

Para el diseño del Canal de Acceso, se efectuó un trazo del canal adaptándose a la topografía del lugar, y realizando algunos ajustes posteriormente en un modelo hidráulico.

Después de realizar diversas pruebas en dicho modelo quedo definido el canal por dos estribos laterales de concreto armado, con una longitud de 16m cada uno, que permite tener un régimen lento del flujo dentro del canal de llamada, evitando que se presenten vórtices o cualquier otro tipo de perturbaciones que afecten la estructura de control.

VII.3.- ESTRUCTURA DE CONTROL

La capacidad de descarga de una estructura de control tipo cimacio como lo es ésta, es función de sus dimensiones, de la carga total sobre la cresta, y de su geometría.

Diseño del perfil del cimacio utilizando el criterio general del United States Bureau Reclamation (USBR) para las siguientes condiciones:

Gasto de diseño.....	$Q_d=1260$ m ³ /s
Carga de diseño.....	$H_d=17.73$ m
Paramento aguas arriba.....	vertical
Elevación de la cresta.....	1545.27 msnm
Coordenadas de la cresta.....	(0.00, 1545.27)
Elevación del piso del Canal de Llamada.....	1541.27 msnm
Pendiente del túnel.....	$s=0.065$

Primeramente se revisará si se puede considerar despreciable la velocidad de llegada, para ello se obtiene la relación P/H_d .

$$P/H_d = 4/17.73 = 0.225$$

$0.225 < 1$ por tanto se tendrá que considerar la velocidad de llegada.

El sector del cimacio aguas abajo de la cresta se calcula con la ecuación:

$$Y/H_d = -k * (X/H_d)^n \quad (A)$$

Para obtener los valores de "k" y "n" se emplea la figura No.6 pero antes es necesario calcular los parametros "ha" y "h_d" en los cuales se involucra la velocidad de llegada, dichos parámetros se obtienen resolviendo simultáneamente las ecuaciones siguientes:

$$ha = q^2 / (2 * g * (P + h_0)^2) ; H_d = h_0 + ha$$

$$\text{Sabido que } P = 1545.27 - 1541.27 = 4\text{m}$$

$$\text{Y que } q = Q/L_e = 1260/9.9 = 127.27 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

La solución de este sistema de ecuaciones es:

$$ha = 2.15\text{m} ; h_0 = 15.58\text{m}$$

Ahora se puede calcular la relación ha/H_d

$$ha/H_d = 2.15/17.73 = 0.12$$

Con este valor y sabiendo que el talud es vertical se puede utilizar la figura No.6 para obtener los valores de k y n que resultan ser:

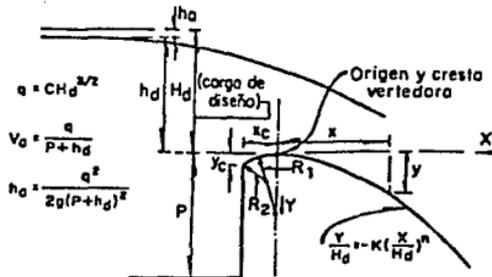
$$k= 0.506 \quad ; \quad n= 1.83$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (A) se puede conocer la fórmula que describe la forma del cimacio en el cuadrante aguas abajo:

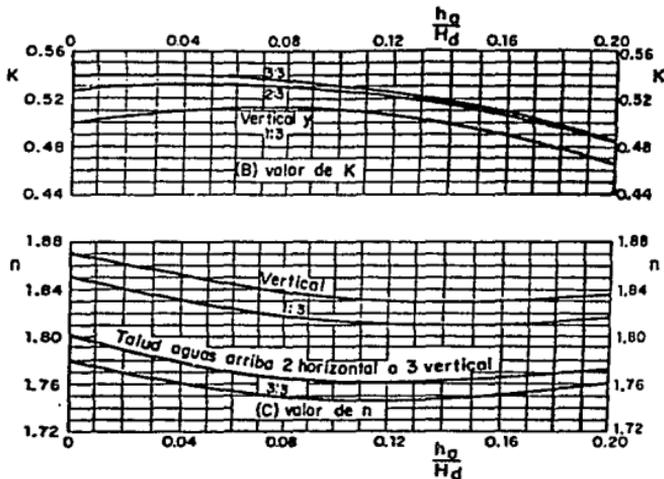
$$Y= 0.046529 \cdot X^{1.83} \text{ (B)}$$

Los valores de los parámetros que permiten definir la forma del cimacio en el cuadrante aguas arriba, se obtienen con la relación, h_a/H_d y la figura No.7

$$X_c= 3.87m; \quad Y_c= 1.33m; \quad R_1= 8.12m; \quad R_2= 3.46m$$

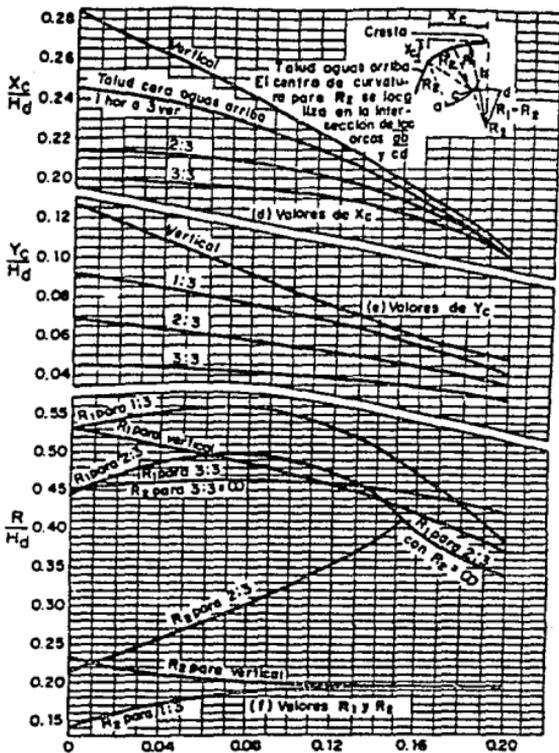


(A) Perfiles de cimacio para velocidad de llegada considerable



Valores de K y n para talud aguas arriba de cualquier inclinación y velocidad de llegada considerable.

FIGURA 6



Valores X_c/H_d , Y_c/H_d y R/H_d , para talud aguas arriba de cualquier inclinación y velocidad de llegada considerable

FIGURA 7

Para conocer la longitud del cimacio de la cresta hacia aguas abajo, es necesario definir el punto de tangencia (PT) entre éste y el túnel. Dicho punto se puede conocer derivando la ecuación que define la forma del cimacio de la cresta hacia aguas abajo e igualando este valor con el de la pendiente del túnel.

Derivando la ecuación (B) se obtiene:

$$Y' = 0.08514807 \cdot X^{0.83}$$

Si esta ecuación se iguala al valor de la pendiente del túnel $s = 0.065$ se obtiene:

$$X = 0.722\text{m} ; \quad Y = 0.026\text{m}$$

Teniéndose así el punto de tangencia entre cimacio y túnel.

PT (0.722, 0.026)

Con estos datos es posible obtener el perfil del cimacio, en la tabla 2 se presentan los valores del sector aguas abajo de la cresta obtenidos empleando la ecuación (B).

ESTACION	X	Y
1	0.00	1545.270
2	0.100	1545.269
3	0.200	1545.267
4	0.300	1545.266
5	0.400	1545.261
6	0.500	1545.257
7	0.600	1545.252
8	0.700	1545.246
9	0.722	1545.244

TABLA 2 Puntos que definen el perfil del cimacio aguas abajo de la cresta.

VII.4.- DIMENSIONAMIENTO DE LAS COMPUERTAS RADIALES

El control de las descargas se lleva a cabo con compuertas radiales (una por túnel) accionadas por servomotores desde una plataforma de maniobras localizada a la ELEV. 1565.00 msnm. La altura de las compuertas es de 18.05 m (1563 NAME, 14544.95 apoyo) y ancho de 9.90 m teniéndose una relación a/b de 1.82 la cual esta alrededor de 1.80 que es la sugerida por experiencias positivas tenidas en obras anteriores, contandose con un bordo libre de 3.0 m encontrandose el nivel al NAMO (Elev. 1560.0). Como ya se mencionó dichas compuertas están formadas por un sector de cilindro de acero apoyado en los brazos radiales a través de los cuales se transmite el empuje hidrostático hacia el perno de apoyo. El aspecto hidráulico que interviene en el diseño de las compuertas estriba en la determinación de presiones, fuerzas hidrostáticas, fuerzas hidrodinámicas, y fuerzas resultantes.

El mantenimiento y reparación de las compuertas antes mencionadas se lleva a cabo utilizando obturadores colocados aguas arriba de estas los cuales permiten contener el flujo del agua en lo que se efectúan los trabajos de mantenimiento o reparación, estos obturadores son placas de acero de 9.9 x 1.2m y con un espesor de 2.5cm que resulto del análisis de empujes hidrostáticos que actuan sobre dichas placas tomandose el empuje mayor para el diseño de todas ellas.

Los cálculos realizados para localizar el perno de apoyo y las fuerza resultante que actúa sobre las compuertas que es la que nos permite determinar tanto la posición del apoyo como su diseño se muestran enseguida así como también el programa utilizado para la obtención de dicha resultante.

CALCULO DEL RADIO DE LA COMPUERTA Y LA LOCALIZACION DEL PERNO DE APOYO.

Siguiendo las recomendaciones del United States Beareu Reclamation se obtuvo el radio y la localización del perno de apoyo de las compuertas.

$$R_c = 1.25 (H - 0.3048)$$

Donde:

R_c : radio de la compuerta en (m).

H: carga sobre la cresta del cimacio en (m).

$$R_c = 1.25 (17.73 - 0.3048) = 21.78 \text{ m}$$

$$X_d = 0.907 H$$

Donde:

X_d : distancia horizontal del eje del cimacio al perno (m).

H: carga sobre la cresta del cimacio en (m).

$$X_d = 0.907 * 17.73 = 16.08\text{m}$$

$$1/2 (H - 0.03048) < Y_d < 3/4 H$$

Donde:

Y_d: distancia vertical del eje del cimacio al perno en (m).

H: carga sobre la cresta del cimacio en (m).

$$0.5(17.73 - 0.3048) < Y_d < 0.75 * 17.73$$

$$8.71 < Y_d < 13.30$$

Debido a las características geológicas del macizo rocoso y tratando de hacer coincidir la cara exterior de la compuerta con el eje de la cresta del cimacio para tener un mejor funcionamiento hidráulico, se ajustaron las dimensiones antes obtenidas quedando finalmente el radio de la compuerta y la localización del perno de la manera siguiente:

$$R_c = 20.0\text{m} ; \quad K \cdot 0 + 020.0\text{m} ; \quad \text{Elev. } 1558.57 \text{ msnm}$$

**PROGRAMA DE APOYO UTILIZADO PARA OBTENER LA FUERZA
RESULTANTE DE LA COMPUERTA RADIAL SOBRE EL PERNO DE APOYO.**

PRINT 'RESULTANTE DE UNA COMPUERTA RADIAL SOBRE SU PERNO'

PI = 3.141593

INPUT 'ELEV. DEL AGUA ', E1

INPUT 'ELEV. PARTE SUP. DE LA COMPUERTA ', E2

INPUT 'ELEV. DEL PERNO ', E3

INPUT 'ELEV. PARTE INF. DE LA COMPUERTA ', E4

INPUT 'RADIO DE LA COMPUERTA ', R

INPUT 'ANCHO DEL VANO ', B

H = E1 - E2: E9 = (E2 - E3)

Ca = SQR((R ^ 2) - (E9 ^ 2))

A1 = ATN(E9 / Ca)

E5 = E3 - E4: Cad = SQR((R ^ 2) - (E5 ^ 2))

B1 = ATN(E5 / Cad)

PRINT 'CARGA DE AGUA SOBRE LA PARTE SUPERIOR DE LA COMPUERTA = ', H

PRINT 'ANG. DE LA HORIZ. SOBRE EL PERNO A LA PARTE SUP. DE LA COMPUERTA = ', A1 * 180 / PI

PRINT 'ANG. DE LA HORIZ. SOBRE EL PERNO A LA PARTE INF. DE LA COMPUERTA = ', B1 * 180 / PI

C = 1000 * B * (R ^ 2)

P1 = C * (2 * (H / R) + SIN(A1) + SIN(B1)) * ((SIN(A1) + SIN(B1)) / 2)

P2 = C * (((H / R) + SIN(A1)) * (COS(A1) - COS(B1)) - (SIN(2 * A1) + SIN(2 * B1)) / 4 + (A1 + B1) / 2)

P = SQR((P1 ^ 2) + (P2 ^ 2))

P1 = INT(P1 * 100) / 100

$$P2 = \text{INT}(P2 * 100) / 100$$

$$P = \text{INT}(P * 100) / 100$$

$$A3 = \text{ATN}(P2 / P1); A3 = A3 * 180 / \text{PI}; \text{PRINT}$$

PRINT "FUERZA HORIZONTAL = "; P1; "ton"

PRINT "FUERZA VERTICAL = "; P2; "ton"

PRINT "FUERZA RESULTANTE = "; P; "ton"

PRINT "FUERZA S/MENSULA = "; P / 2; "ton"

PRINT "ANGULO DEL EJE DE LA MENSULA CON RESPECTO A LA HORIZ. = "; INT(A3); "°"; INT((A3 - INT(A3)) * 60);

°"; INT(((A3 - INT(A3)) * 60 - INT((A3 - INT(A3)) * 60)) * 60); ""

DATOS Y RESULTADOS:

ELEVACION DEL AGUA.....	1563.00 msnm
ELEVACION PARTE SUPERIOR DE LA COMPUERTA.....	1562.00 msnm
ELEVACION DEL PERNO.....	1558.57 msnm
ELEVACION PARTE INFERIOR DE LA COMPUERTA.....	1544.95 msnm
RADIO DE LA COMPUERTA.....	20.0 m.
ANCHO DEL VANO.....	9.90 m
CARGA DEL AGUA SOBRE LA PARTE SUPERIOR DE LA COMPUERTA.....	1 m
ANGULO DE LA HORIZONTAL SOBRE EL PERNO A LA SUPERFICIE DE LA COMPUERTA.....	9.875199
ANGULO DE LA HORIZONTAL SOBRE EL PERNO A LA PARTE INFERIOR DE LA COMPUERTA.....	42.92181
FUERZA HORIZONTAL.....	1'607,781 ton
FUERZA VERTICAL.....	724,425 ton
FUERZA RESULTANTE.....	1'763,449 ton
FUERZA SOBRE LA MENSULA.....	881,724.4 ton
ANGULO DEL EJE DE LA MENSULA CON RESPECTO A LA HORIZONTAL.....	24° 15' 18"

VII.5.- CONDUCTOS DE DESCARGA

FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

Para determinar las dimensiones del vertedor se efectuaron estudios de variación de niveles (tránsito de la avenida por el vaso) para lo cual se requirió de:

a).-La curva de los gastos de las aportaciones con relación al tiempo representada por el hidrograma de la avenida de proyecto.

b).-El gasto de la descarga representado por la curva de la descarga del vertedor en función de la elevación del nivel de la superficie del vaso.

c).-Los almacenamientos del vaso en función del nivel de la superficie del mismo.

En estos estudios el hidrograma de la avenida de proyecto no es variable una vez que se ha elegido la avenida de proyecto. La capacidad de almacenamiento del vaso tampoco es variable en un emplazamiento determinado, siendo la única variable la curva de descarga del vertedero ya que depende no solamente del tamaño y tipo de vertedor sino también de la manera de operarlo para regular la descarga.

Una consideración muy importante hecha para la obtención de la curva Elevaciones-Gastos en el vertedor fue la de obtener el coeficiente de descarga "Cd" tomando en cuenta las características particulares del mismo que como ya se mencionó anteriormente cuenta con una pendiente muy suave aguas abajo de la cresta, por lo que disminuye su eficiencia con respecto al tipo Creager y su comportamiento es realmente el de un canal, presentandose una sección de control precisamente en la cresta del cimacio, por lo que el análisis para determinar los coeficientes de descarga se realizó obteniendo primero los tirantes críticos en la sección mencionada y en base a ellos se obtuvieron los datos necesarios para determinar dicho coeficiente, la tabla 3 muestra los resultados obtenidos y la figura No.8 la gráfica correspondiente.

La curva Elevaciones-Gastos obtenida de esta manera se comparó con la curva que se obtuvo en las pruebas realizadas en el Modelo Hidráulico resultando muy parecidas, por lo que se puede decir que la consideración hecha para la obtención de la misma fue adecuada y que el coeficiente de descarga obtenido ($Cd=1.705$) es en verdad menos eficiente que el que se obtiene para un perfil tipo Creager ($Cd>2.0$).

Q	Yc	Vc	hv	Hc	ELEV.	Cd
m ³ /s	m	m/s	m	m	m.s.n.m.	
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1545.27	0.00
100.00	2.18	4.63	1.09	3.27	1548.54	1.70
200.00	3.47	5.83	1.73	5.20	1550.47	1.70
300.00	4.54	6.67	2.27	6.81	1552.08	1.70
400.00	5.50	7.35	2.75	8.25	1553.52	1.70
500.00	6.38	7.91	3.19	9.57	1554.84	1.70
600.00	7.21	8.41	3.60	10.81	1556.08	1.70
700.00	7.99	8.85	3.99	11.98	1557.25	1.70
800.00	8.73	9.25	4.37	13.10	1558.37	1.70
900.00	9.44	9.63	4.72	14.07	1559.44	1.70
1000.00	10.13	9.97	5.07	15.20	1560.47	1.70
1100.00	10.80	10.29	5.40	16.19	1561.46	1.70
1200.00	11.44	10.59	5.72	17.16	1562.43	1.70
1260.00	11.82	10.77	5.91	17.73	1563.00	1.70
1300.00	12.07	10.88	6.03	18.10	1563.37	1.70

TABLA No. 3 Valores del coeficiente de descarga (Cd) obtenidos con tirantes críticos en la cresta del cimacio.

CURVA ELEVACIONES-GASTOS (descarga libre)

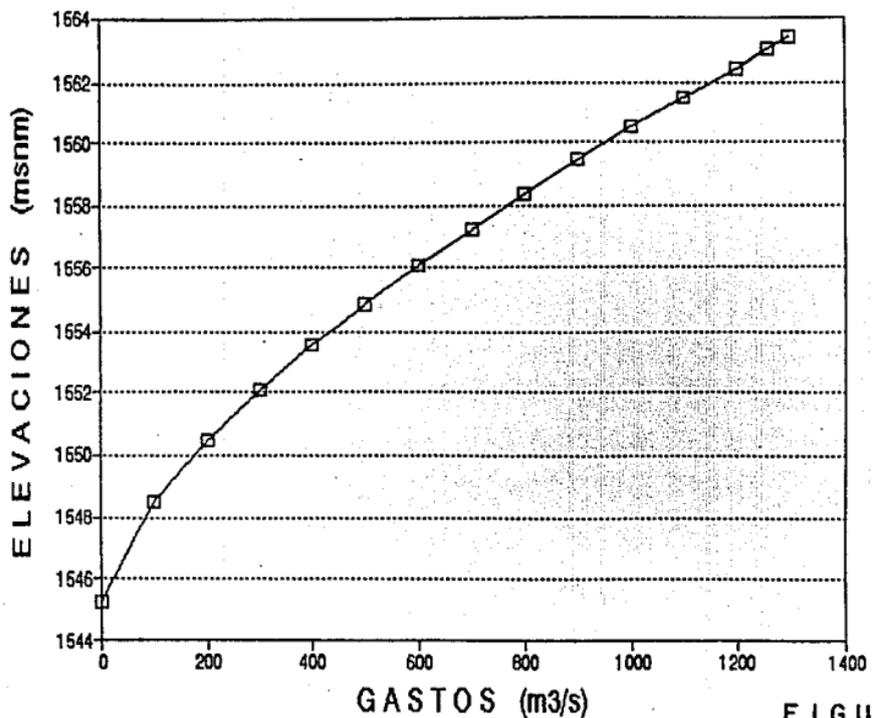


FIGURA 8

En este caso los estudios realizados sobre el paso de la avenida de diseño por el embalse de Zimapán, se efectuaron suponiendo una operación de la estructura de compuertas de tal manera de que desde el inicio hasta el fin de la avenida el flujo sobre la cresta vertedora fuese totalmente libre y que el nivel del agua en el vaso se mantuviera siempre por encima de la elevación del NAMO (1560.00 msnm),

Para cumplir con la segunda consideración se efectuaron varios tránsitos de la avenida de diseño con diversas elevaciones de inicio de descarga, tratando de encontrar la elevación para la cual al efectuar el tránsito los gastos de entrada fuesen iguales o casi iguales a los gastos de salida resultando la elevación 1560.25 msnm y arrojando como resultado un gasto máximo de descarga de 1260.00 m³/s por túnel y una elevación máxima de embalse de 1563.00 msnm, elevación considerada como NAME. (ver fig. 9)

Z4 = "¡ DIA - HORA ¡ DE ENTRADA ¡ DEL VASO ¡ EL VASO ¡ VERTEDEDOR !"

Z3 = Z3 + " (m3/s) ¡ (msnm.) ¡ (m³*10⁶) ¡ (m3/s) !"

GOSUB 7

! Datos del hidrograma

INPUT #1, N, N1, N2, T1

FOR J = 1 TO N: INPUT #1, Q(J): NEXT J

! Datos Elevaciones-Capacidades

FOR J = 1 TO N1

INPUT #1, E1(J), V1(J): V(J) = (V1(J) - V1(J - 1)) / (E1(J) - E1(J - 1))

NEXT

! Datos Elevaciones-Descargas

FOR J = 1 TO N2

INPUT #1, E(J), Q2(J): Q1(J) = (Q2(J) - Q2(J - 1)) / (E(J) - E(J - 1))

NEXT J

D = 0

H = 24

T = 3600 * T1

V6 = 1000 ^ 2

V5 = 2 * V6

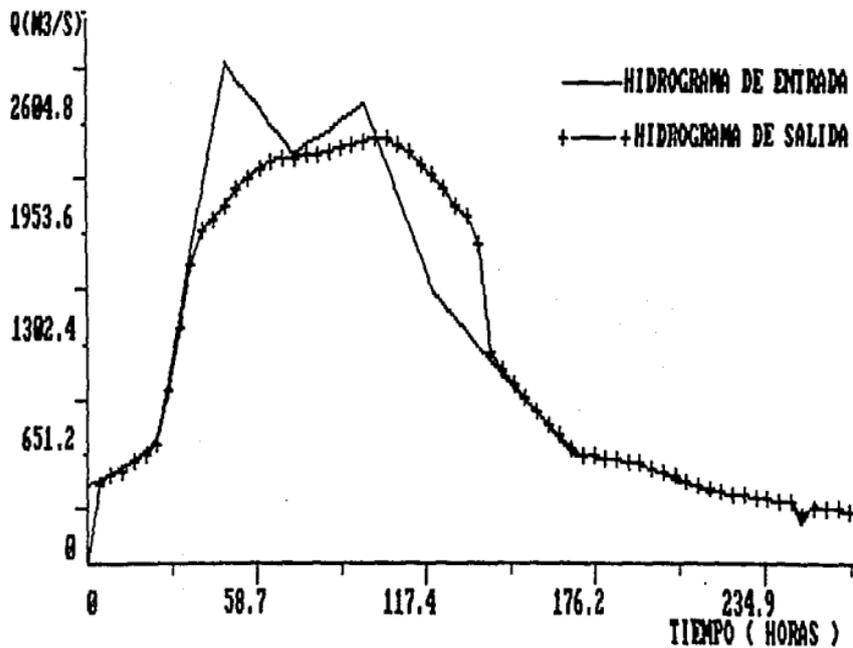
GOSUB 3

PRINT USING Z; D; H; Q(1); C; V2; Q3 .

I = I + 1

F = V2

FOR J = 2 TO N



TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

FIGURA 9

```

C1 = Q(J - 1) + Q(J) + V3 / T - Q3
C2 = 10
C = E(1)
H = H + T1
1 C = C + C2
GOSUB 3.
C4 = V3 / T + Q3
IF C1 > C4 THEN 1 ELSE IF C1 = C4 OR C2 <= .0001 THEN 2
C = C - C2
C2 = C2 / 10
GOTO 1
2 IF H > 24 THEN H = H - 24: D = D + 1: PRINT Z0
I = I + 1
IF I >= 47 THEN PRINT Z10: PRINT CHR$(12): GOSUB 7
PRINT USING Z; D; H; Q(J); C; V2; Q3
NEXT J
PRINT Z10
PRINT
C3 = 0
FOR J = 2 TO N - 1: C3 = C3 + Q(J): NEXT J
V4 = (Q(1) / 2 + C3 + Q(N) / 2) * T / V6
PRINT Z2; : PRINT USING Z8; V4; : PRINT "(m3*10^6)": V4 = V4 - V2 + F
PRINT Z1; : PRINT USING Z8; V4; : PRINT "(m3*10^6)": CLOSE #1: PRINT "TERMINE":

```

END

' Subrutinas

3 IF C <= E(1) THEN Q3 = 0: GOTO 5

FOR K = 2 TO N2: IF C <= E(K) THEN 4 ELSE NEXT K

4 Q3 = Q1(K) * (C - E(K - 1)) + Q2(K - 1)

5 FOR K = 2 TO N1: IF C <= E1(K) THEN 6 ELSE NEXT K

6 V2 = V(K) * (C - E1(K - 1)) + V1(K - 1)

V3 = V5 * V2

RETURN

7 I = 0

K1 = K1 + 1

PRINT : PRINT TAB(53); DATE\$: PRINT TAB(53); "Hoja No."; K1

PRINT TAB(K0); Z6

PRINT : PRINT Z11: PRINT Z5: PRINT Z4: PRINT Z3: PRINT Z0: I = 11: RETURN

TRANSITO DE LA AVENIDA DEL P.H. ZIMAPAN, HGO.

DIA-HORA	HIDROGRAMA DE ENTRADA (m3/s)	ELEVACION DEL VASO (m.s.n.m.)	VOLUMEN EN EL VASO (m3 x 10 ⁶)	DESCARGA VERTEDOR (m3/s)
0 24.00	450.00	1560.00	1390.00	0.00
1 4.00	485.00	1560.09	1392.00	657.67
1 8.00	520.00	1560.06	1391.34	440.01
1 12.00	555.00	1560.08	1391.76	577.92
1 16.00	600.00	1560.08	1391.76	577.92
1 20.00	663.00	1560.09	1391.99	653.92
1 24.00	725.00	1560.09	1392.17	711.15
2 4.00	1098.00	1560.13	1393.03	993.54
2 8.00	1470.00	1560.18	1394.27	1402.59
2 12.00	1843.00	1560.23	1395.36	1760.04
2 16.00	2215.00	1560.33	1397.70	1972.67
2 20.00	2588.00	1560.58	1403.62	2021.92
2 24.00	2960.00	1561.01	1413.73	2108.79
3 4.00	2869.00	1561.48	1424.65	2203.26
3 8.00	2779.00	1561.84	1433.06	2277.04
3 12.00	2688.00	1562.10	1439.24	2331.74
3 16.00	2597.00	1562.28	1443.45	2369.20
3 20.00	2507.00	1562.39	1445.93	2391.25
3 24.00	2416.00	1562.43	1446.88	2399.72
4 4.00	2465.00	1562.45	1447.43	2404.72
4 8.00	2515.00	1562.50	1448.59	2415.14
4 12.00	2564.00	1562.58	1450.27	2430.33
4 16.00	2613.00	1562.67	1452.41	2449.65
4 20.00	2663.00	1562.78	1454.95	2472.65
4 24.00	2712.00	1562.90	1457.86	2498.88
5 4.00	2530.00	1562.97	1459.51	2513.81
5 8.00	2347.00	1562.93	1458.50	2504.63
5 12.00	2165.00	1562.78	1455.14	2474.30
5 16.00	1983.00	1562.55	1449.73	2425.45
5 20.00	1801.00	1562.24	1442.51	2360.86
5 24.00	1619.00	1561.87	1433.70	2282.68
6 4.00	1539.00	1561.46	1424.17	2199.09
6 8.00	1459.00	1561.05	1414.69	2117.06
6 12.00	1379.00	1560.65	1405.22	2036.31
6 16.00	1299.00	1560.25	1395.90	1936.42
6 20.00	1219.00	1560.13	1393.00	985.10
6 24.00	1138.00	1560.16	1393.83	1257.17

CONTINUACION

DIA-HORA	HIDROGRAMA DE ENTRADA (m3/s)	ELEVACION DEL VASO (m.s.n.m.)	VOLUMEN EN EL VASO (m3 x 10^6)	DESCARGA VERTEDOR (m3/s)
7 4.00	1058.00	1560.13	1393.15	1033.88
7 8.00	978.00	1560.13	1393.08	1012.31
7 12.00	898.00	1560.12	1392.77	908.17
7 16.00	818.00	1560.11	1392.55	837.80
7 20.00	738.00	1560.10	1392.30	754.30
7 24.00	658.00	1560.09	1392.06	675.50
8 4.00	647.00	1560.08	1391.96	643.60
8 8.00	636.00	1560.08	1391.95	640.78
8 12.00	624.00	1560.08	1391.91	625.77
8 16.00	613.00	1560.08	1391.88	616.39
8 20.00	602.00	1560.08	1391.84	604.19
8 24.00	591.00	1560.08	1391.81	593.87
9 4.00	563.00	1560.07	1391.74	570.42
9 8.00	535.00	1560.07	1391.65	540.40
9 12.00	507.00	1560.07	1391.56	513.19
9 16.00	480.00	1560.06	1391.48	485.98
9 20.00	452.00	1560.06	1391.40	458.77
9 24.00	424.00	1560.06	1391.31	429.69
10 4.00	414.00	1560.05	1391.26	414.68
10 8.00	404.00	1560.05	1391.24	407.17
10 12.00	393.00	1560.05	1391.21	395.92
10 16.00	383.00	1560.05	1391.17	385.60
10 20.00	373.00	1560.05	1391.14	375.28
10 24.00	362.00	1560.05	1391.11	364.96
11 4.00	352.00	1560.05	1391.08	354.64
11 8.00	242.00	1560.04	1390.83	273.95
11 12.00	331.00	1560.04	1390.89	291.78
11 16.00	321.00	1560.04	1391.04	340.56
11 20.00	310.00	1560.04	1390.93	305.85
11 24.00	300.00	1560.04	1390.93	304.91

VOLUMEN DE LA AVENIDA.....: 1204085 (m3 x 10^6)

VOLUMEN DERRAMADO POR VERTEDOR: 1203.92 (m3 x 10^6)

Los estudios que se realizan para determinar la política de operación de las compuertas involucran una gran cantidad de variables que hacen que existan diversas políticas de operación, sin embargo en el presente trabajo solo se mencionará una de ellas en la cuál se hicieron las siguientes consideraciones básicas:

El túnel No.1 funcionará como vertedor de servicio y el túnel No.2 como vertedor auxiliar.

Se conservará el nivel de aguas máximo de operación (NAMO Elev. 1560.00 msnm) aún ante la entrada de avenidas extraordinarias.

Se tratará de que los gastos mínimos de descarga por túnel sean de 300 m³/s, ya que las pruebas realizadas en el modelo hidráulico indican que para estos gastos la lámina inferior del fluido a la salida del túnel esta suficientemente separada del terreno y los índices de cavitación resultan superiores al índice de cavitación incipiente por rugosidad natural.

Se proponen tres rangos para el manejo de las aperturas de las compuertas que son los siguientes:

1.- De la elevación 1560.25 msnm a la elevación 1561.00 msnm abrir la compuerta del vertedor del túnel No.1 parcialmente hasta $Q= 900 \text{ m}^3/\text{s}$

2.- De la elevación 1561.00 msnm a la elevación 1562.00 msnm abrir totalmente la compuerta del túnel No.1 y parcialmente la compuerta del túnel No.2 hasta $Q= 900 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.- De la elevación 1562.00 msnm a la elevación 1563.00 msnm (NAME), abrir totalmente las compuertas (una por cada túnel vertedor).

La curva Elev-Gastos requerida para realizar los estudios de variación de niveles se definió en función de la apertura de cada compuerta trabajando como orificio, donde la magnitud de dicha apertura es la distancia del labio inferior de la compuerta al cimacio, sobre la normal a la tangente del mismo. (fig. 10). Cada apertura esta asociada al ángulo formado por la tangente del cimacio y la tangente al labio inferior de la compuerta. Con este ángulo y con la tabla 311-1 del Hydraulic Design Criteria de U.S. Corp of Engineers (fig. 11) se obtuvieron los coeficientes de descarga para cada apertura.

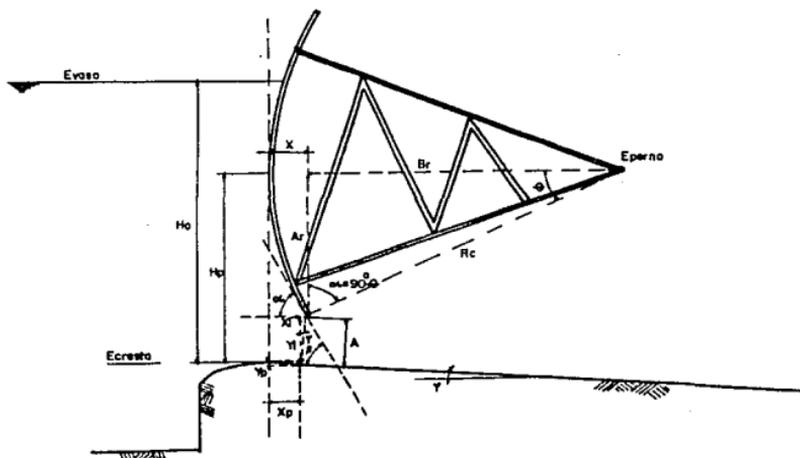


FIG. 10 Parametros para obtener el coeficiente de descarga C_d en una compuerta radial.

$$H_p = \text{Eperno} - \text{Ecresta}$$

$$B_r = (R_c^2 - A_r^2)^{1/2}$$

$$\theta = \text{ATN}^*(A_r/B_r)$$

$$\beta = \alpha - \gamma \text{ ----} C_d$$

$$H = H_0 + Y_p - (Y/2)$$

A = apertura de compuertas

$$A_r = H_p + Y_p - Y_i$$

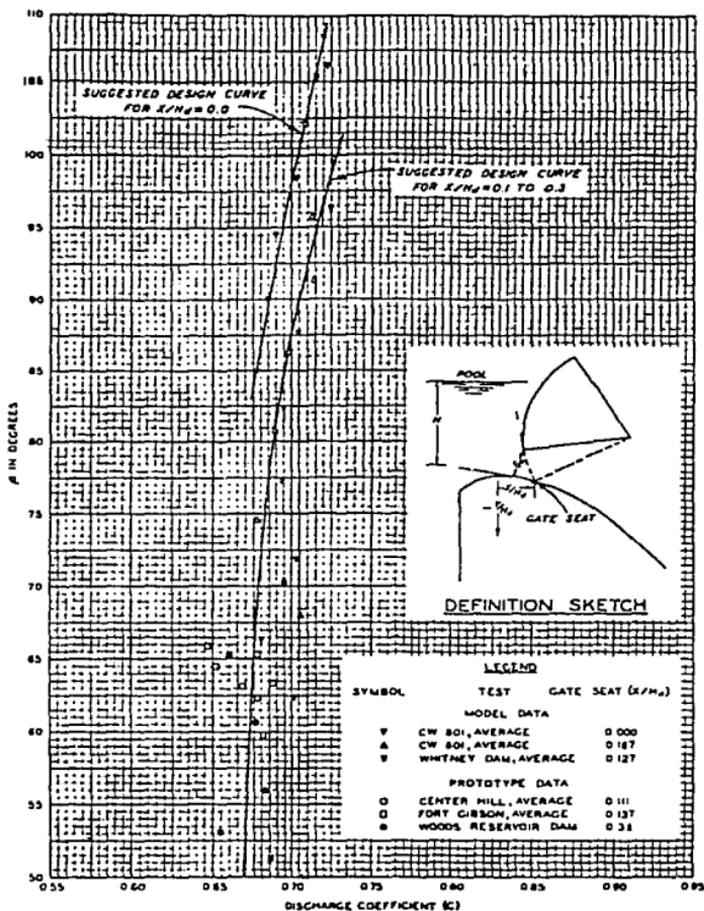
$$X = R_c - B_r$$

$$\alpha = 90^\circ - \theta$$

$$H_0 = \text{Evaso} - \text{Ecresta}$$

$$Q = C_d * A * B * (2 * g * H)^{1/2}$$

B = ancho del vano



FORMULA

$$C = C_c B \sqrt{2gH}$$

WHERE:

C_c = NET GATE OPENING
 B = GATE WIDTH
 H = HEAD TO CENTER OF GATE OPENING

**TANTIER GATES ON
 SPILLWAY CRESTS
 DISCHARGE COEFFICIENTS**

FIGURA II

La apertura máxima ocurre cuando el labio inferior de la compuerta alcanza la elevación 1559.00 msnm elevación aproximada a la elevación a la que se encuentra el perno de apoyo de la compuerta (Elev. 1558.57 msnm).

Una vez determinado el coeficiente de descarga (C_d) y para cada elevación y apertura parcial o total de compuerta se determinan los gastos, obteniéndose con estos las curvas Elev.-Gastos para diferentes aperturas de compuerta (fig. 12). La ecuación utilizada para obtener dichos gastos es la siguiente:

$$Q = C_d \cdot A \cdot B \cdot (2 \cdot g \cdot H)^{1/2}$$

Donde:

C_d = Coeficiente de descarga

A = Apertura de compuerta

B = Ancho de vano

H = Altura de agua al centro de la apertura (orificio).

Finalmente utilizando la curva Elev.-Gastos-Aperturas y la curva Elev-labio inferior de la compuerta (fig. 13) se realiza el tránsito de la avenida de diseño arrojando los resultados representados en la figura 14.

P.H. ZIMAPAN - OBRA DE EXCEDENCIAS
CURVA ELEV.-GASTO CON APERTURA VARIABLE
UN TUNEL VERTEDOR

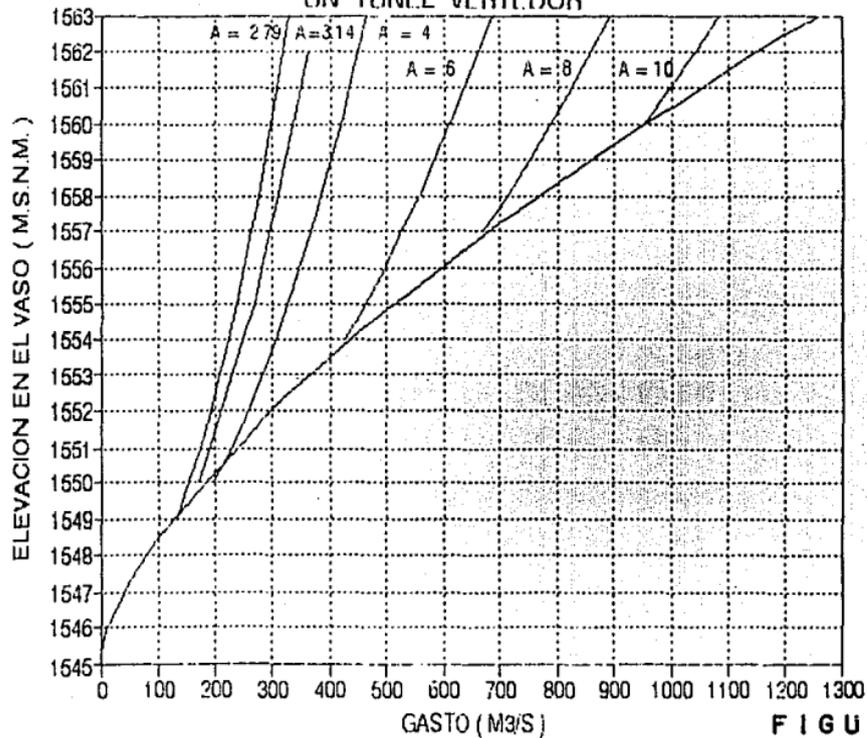


FIGURA 12

P.H. ZIMAPAN - OBRA DE EXCEDENCIAS
COMPUERTA RADIAL

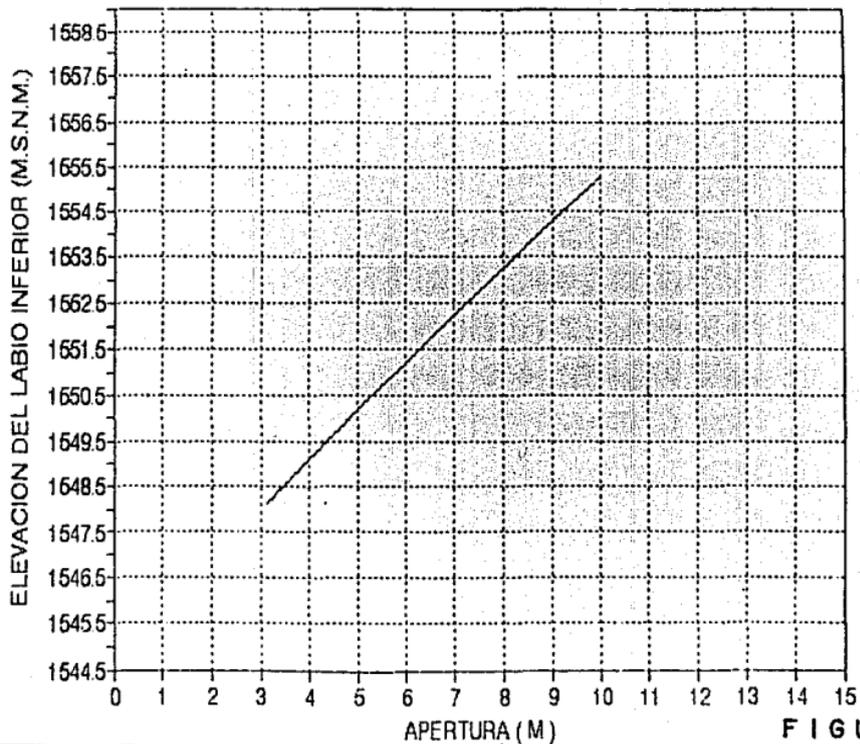


FIGURA 13

TRANSITO DE LA AVENIDA DEL P.H. ZIMAPAN, HGO.

DIA-HORA	HIDROGRAMA DE ENTRADA (m3/s)	ELEVACION DEL VASO (m.s.n.m.)	VOLUMEN EN EL VASO (m3 x 10 ⁶)	DESCARGA VERTEDOR (m3/s)
0 24.00	450.00	1560.00	1390.00	0.00
1 4.00	485.00	1560.25	1395.85	300.00
1 8.00	520.00	1560.37	1398.77	300.00
1 12.00	555.00	1560.50	1401.70	600.00
1 16.00	600.00	1560.50	1401.70	600.00
1 20.00	663.00	1560.52	1402.16	600.00
1 24.00	725.00	1560.58	1403.51	600.00
2 4.00	1098.00	1560.75	1407.55	900.00
2 8.00	1470.00	1560.99	1413.08	900.00
2 12.00	1843.00	1561.25	1419.25	1678.47
2 16.00	2215.00	1561.46	1424.15	1699.47
2 20.00	2588.00	1561.79	1431.86	2033.51
2 24.00	2960.00	1562.15	1440.30	2341.66
3 4.00	2869.00	1562.48	1448.06	2410.49
3 8.00	2779.00	1562.72	1453.65	2460.97
3 12.00	2688.00	1562.88	1457.34	2494.23
3 16.00	2597.00	1562.96	1459.35	2512.30
3 20.00	2507.00	1562.99	1459.88	2517.14
3 24.00	2416.00	1562.95	1459.13	2510.37
4 4.00	2465.00	1562.91	1458.19	2501.87
4 8.00	2515.00	1562.91	1458.03	2500.43
4 12.00	2564.00	1562.93	1458.56	2505.19
4 16.00	2613.00	1562.98	1459.69	2515.37
4 20.00	2663.00	1563.05	1461.42	2520.00
4 24.00	2712.00	1563.16	1463.83	2520.00
5 4.00	2530.00	1563.22	1465.29	2520.00
5 8.00	2347.00	1563.17	1464.12	2520.00
5 12.00	2165.00	1563.01	1460.32	2520.00
5 16.00	1983.00	1562.75	1454.28	2466.68
5 20.00	1801.00	1562.42	1446.51	2396.75
5 24.00	1619.00	1562.02	1437.22	2314.39
6 4.00	1539.00	1561.66	1428.75	2019.75
6 8.00	1459.00	1561.44	1423.58	1697.02
6 12.00	1379.00	1561.27	1419.70	1680.38
6 16.00	1299.00	1561.16	1417.03	1368.94
6 20.00	1219.00	1561.09	1415.49	1362.36
6 24.00	1138.00	1561.00	1413.40	1353.40

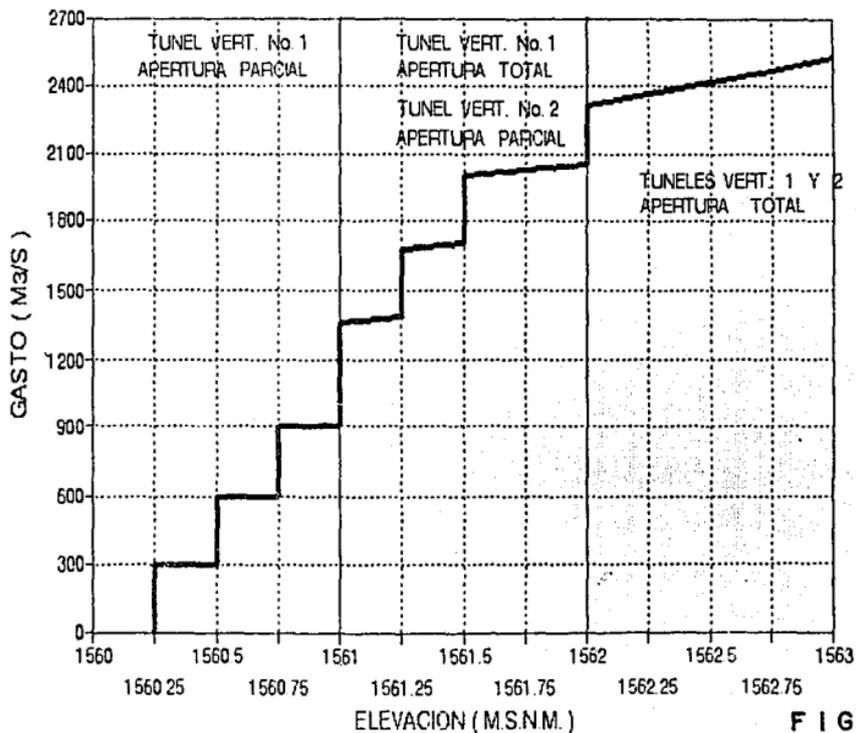
CONTINUACION

DIA-HORA	HIDROGRAMA DE ENTRADA (m3/s)	ELEVACION DEL VASO (m.s.n.m.)	VOLUMEN EN EL VASO (m3 x 10^6)	DESCARGA VERTEDOR (m3/s)
7 4.00	1058.00	1560.98	1412.99	900.00
7 8.00	978.00	1561.00	1413.40	1353.40
7 12.00	898.00	1560.88	1410.69	900.00
7 16.00	818.00	1560.86	1410.08	900.00
7 20.00	738.00	1560.78	1408.33	900.00
7 24.00	658.00	1560.75	1407.55	900.00
8 4.00	647.00	1560.69	1406.15	600.00
8 8.00	636.00	1560.72	1406.75	600.00
8 12.00	624.00	1560.73	1407.18	600.00
8 16.00	613.00	1560.75	1407.45	600.00
8 20.00	602.00	1560.75	1407.55	900.00
8 24.00	591.00	1560.66	1405.34	600.00
9 4.00	563.00	1560.64	1405.02	600.00
9 8.00	535.00	1560.61	1404.28	600.00
9 12.00	507.00	1560.56	1403.15	600.00
9 16.00	480.00	1560.50	1401.70	600.00
9 20.00	452.00	1560.50	1401.70	600.00
9 24.00	424.00	1560.49	1401.53	300.00
10 4.00	414.00	1560.50	1401.70	600.00
10 8.00	404.00	1560.47	1401.11	300.00
10 12.00	393.00	1560.50	1401.70	600.00
10 16.00	383.00	1560.46	1400.81	300.00
10 20.00	373.00	1560.50	1401.70	600.00
10 24.00	362.00	1560.45	1400.52	300.00
11 4.00	352.00	1560.48	1401.34	300.00
11 8.00	242.00	1560.48	1401.30	300.00
11 12.00	331.00	1560.47	1401.10	300.00
11 16.00	321.00	1560.49	1401.48	300.00
11 20.00	310.00	1560.50	1401.70	600.00
11 24.00	300.00	1560.41	1399.62	300.00

VOLUMEN DE LA AVENIDA.....: 1204085 (m3 x 10^6)

VOLUMEN DERRAMADO POR VERTEDOR: 1203.92 (m3 x 10^6)

P.H. ZIMAPAN, HGO.- OBRA DE EXCEDENCIAS
OPERACION DE COMPUERTAS (POLITICA 1)



PERFIL HIDRAULICO , PENDIENTE HIDRAULICA E INDICES DE CAVITACION DENTRO DE LOS CONDUCTOS DE DESCARGA

Aplicando la ecuación de Bernoulli en secciones a cada 20m entre la cresta vertedora y la salida de los túneles, se determinó el perfil hidráulico del flujo. Para tales efectos, se consideró que el escurrimiento en el conducto de descarga debe mantenerse en régimen rápido y que la velocidad de la salida del conducto fuese siempre alrededor de 25 m/s. Adicionalmente se calculó el tirante con aire incluido y con él se verificó que la relación de ahogamiento del túnel no fuese mayor del 80 %, lo cual se logró manteniendo una pendiente de 0.065 y un coeficiente de rugosidad de 0.016.

PERFIL HIDRAULICO EN LOS TUNELES DE DESCARGA

-El perfil del escurrimiento dentro del conducto de descarga puede calcularse mediante la aplicación de las ecuaciones de continuidad y energía.

$$Z_1 + Y_1 + V_1^2 / 2g = Z_2 + Y_2 + V_2^2 / 2g + h_{f_{1-2}}$$

$$Q = V \cdot A$$

Si el canal presentase perfil longitudinal curvo, la fuerza centrífuga ejercerá un incremento en las presiones que hace necesaria la modificación del término que

representa la carga de presiones, además de sufrir otra modificación en caso de existir una pendiente muy pronunciada en el conducto.

$$H = d \cos \theta + dV^2/gr$$

En donde:

H= Carga de presión en (m).

d= Tirante medido en dirección perpendicular a la plantilla del canal (m).

r= Radio de curvatura vertical de la plantilla en (m)

θ =Angulo entre la plantilla del túnel y la horizontal en (grados).

V= Velocidad media en (m/s).

En este caso no fue necesario incluir este factor, ya que la pendiente del túnel es pequeña y no se tienen tampoco curvas verticales.

Cuando las velocidades en el túnel son superiores a 5 m/s, existe una inclusión de aire que aumenta los tirantes. Este incremento puede determinarse en forma aproximada con la expresión:

$$u = 10((0.2 V^2/gR) - 1)^{1/2}$$

En donde:

u = Porcentaje de aire incluido en volumen.

V = Velocidad de escurrimiento, en (m/s).

g = Aceleración de la gravedad, en (m/s²).

R = Radio hidráulico, en (m).

Los tirantes reales se calculan con la expresión:

$$d' = d(1+u/100)^{1/3}$$

En donde:

d' = Tirantes reales con aire incluido, en (m).

d = Tirantes calculados teóricamente, en(m).

Para el cálculo de las pérdidas de energía se puede considerar la expresión:

$$hf_{1-2} = (hf_1 + hf_2) \cdot L/2$$

En donde:

hf_{1-2} = Pérdidas de energía en el tramo en cuestión, en (m)

L = Longitud del tramo, en (m).

$$h_f = S_f \cdot L$$

$$S_f = (n V / R^{2/3})^2$$

En donde:

V= Velocidad en la sección considerada.

R= Radio hidráulico en la sección considerada.

Desarrollando la primera expresión tenemos:

$$hf_{1-2} = (n V_1 / R_1^{2/3})^2 \cdot L/2 + (n V_2 / R_2^{2/3})^2 \cdot L/2$$

Con la información anterior podemos establecer la siguiente ecuación de Bernoulli:

$$Z_1 + Y_1 + V_1^2/2g = Z_2 + Y_2 + V_2^2/2g + (nV_1/R_1^{2/3})^2 L/2 + (nV_2/R_2^{2/3}) L/2$$

Si tomamos en consideración que partimos del conocimiento de los siguientes datos:

$$Q = 1260 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.016$$

$$s = 0.065$$

$$B = 9.9 \text{ m (ancho del canal etc.)}$$

$$Z = \text{Elevaciones conocidas}$$

Dejando en el primer miembro de la ecuación de Bernoulli los datos conocidos se tiene lo siguiente:

$$Z_1 + Y_1 + V_1^2/2g - Z_2 (nV_1/R_1)^{2/3} L/2 = Y_2 + V_2^2/2g + (nV_2/R_2)^{2/3} L/2$$

Dejando la expresión anterior solamente en función de los tirantes tendremos:

$$Z_1 + Y_1 + V_1^2/2g - Z_2 (nV_1/R_1)^{2/3} L/2 = Y_2 + (Q^2/b^2 Y_2^2 2g) + [nQ/b Y_2 (b + 2Y_2)]^2 L/2$$

Podemos decir que el primer miembro de la ecuación tiene una energía "E" conocida, y entonces podemos resumir a:

$$E = Z_1 + Y_1 + V_1^2/2g - Z_2 (nV_1/R_1)^{2/3} L/2$$

Entonces:

$$E = Y_2 + Q^2/(b^2 Y_2^2 2g) + [nQ/(b Y_2 (b + 2Y_2))]^2 L/2$$

La aplicación iterativa de esta expresión en cada una de las secciones determinadas, nos permite obtener el perfil hidráulico dentro del túnel.

INDICES DE CAVITACION

Existe un fenómeno muy importante que debe tomarse en cuenta en los estudios de funcionamiento hidráulico en los conductos de descarga que es el de la CAVITACION el cuál aparece al formarse una cavidad que contiene vapor, dentro de un medio líquido, dicha cavidad se genera debido a que la presión tiende al valor de la presión de vaporización del líquido. Este fenómeno es propiciado principalmente por irregularidades en la conducción o alta rugosidad en las paredes del conducto, provocando importantes problemas de erosión dentro del túnel. Cabe mencionar que las restricciones manejadas para el diseño geométrico de los túneles ($A_h/A_t < 80\%$ y velocidad máxima de 25 m/s) nos permiten tener cierto parámetro de seguridad en cuanto a no presentarse la cavitación, sin embargo para eliminar la incertidumbre se obtuvieron los índices de cavitación mediante el siguiente procedimiento:

El parámetro empleado para describir las condiciones del escurrimiento relacionadas con la cavitación es el Número de Thoma o índice de cavitación expresado como:

$$\sigma = (h_p - h_v) / (V^2 / 2g)$$

Donde:

σ : índice de cavitación (adimensional)

h_p : carga de presión en zona de interés en (m)

h_v: carga de vaporización del líquido, en (m). Ver fig.No.15

V²/2g: carga de velocidad en la zona de interés, en (m).

Ayudados en la expresión de índice de cavitación se calcula el índice de cavitación local "σ_k":

$$\sigma_k = (h_p - h_v) / (V_k^2 / 2g)$$

En donde V_k es una velocidad local que se toma a una distancia k de la pared, que es su rugosidad equivalente, la expresión para calcularla es:

$$V_k = (1.68(2gh)^{1/2}) / (0.33 + \log(x/k))$$

En donde:

h: diferencia entre el nivel del agua en el vaso y el nivel de la superficie libre del escurrimiento.

k: rugosidad equivalente de la superficie en mm estimándose de dos maneras con la fig. No. 16 y con la fig No. 17 escogiendo la que resulte mayor.

x: distancia medida sobre la superficie de la rápida, que va desde la cresta del Vertedor al punto de interés.

Para que no exista problema de cavitación se requiere que:

$$\sigma_k > \sigma_{kif}$$

σ_{kif} es un índice de cavitación incipiente obtenido experimentalmente.

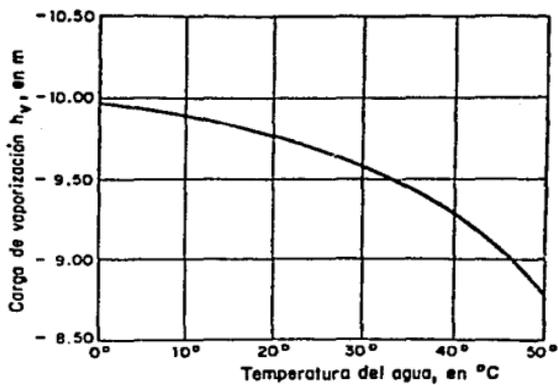
Para el análisis se manejaron las siguientes constantes:

$$h_v = -9.75$$

$$k = 10$$

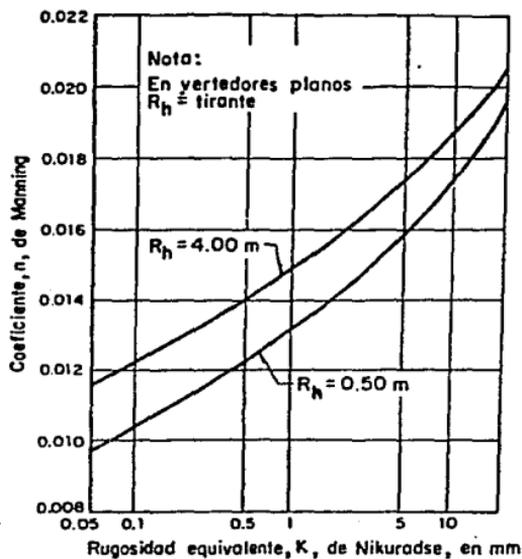
$$\sigma_{kif} = 1.5$$

Los resultados obtenidos en puntos a cada 20m del túnel se muestran en la tabla No.4, los cuales resultaron ser siempre mayores al índice de cavitación incipiente, por lo que existe plena seguridad de que el fenómeno de cavitación no se presentará en ninguna parte del túnel.



Variación de h_v con la temperatura

FIGURA 15



Relación entre n y K para radios hidráulicos, R_h , comprendidos entre 0.5 y 4.0 m

FIGURA 16

MATERIAL	K (mm)
Vidrio	0.05 a 0.09
Cemento: Muy bien terminado	0.2 a 1.2
Mortero	0.3 a 2.2
Concreto: Bien terminado	0.3 a 1.5
Aplanado con llana	0.5 a 2.2
Aplanado con plana	0.9 a 3.2
Sin terminar	1.5 a 12
Cimbra de acero	0.6 a 1.5
Cimbra de madera cepillada	0.6 a 3.2
Cimbra de madera sin cepillar	2.2 a 14
Gunta	3.2 a 15
Muy mal tratado	5.0 a 20

Valores de K para diversos materiales

figura 17

El programa de apoyo utilizado para el calculo del perfil hidráulico, los resultados obtenidos (tabla No.4) y la representación gráfica de dicho perfil (fig No.18) son los siguientes:

Programa para obtener el perfil hidráulico en secciones rectangulares, triangulares, o trapeciales por medio de igualación de energías.

```
5  REM "PERFIL HIDRAULICO"
10  INPUT "GASTO=";Q
20  INPUT "PENDIENTE=";Z
30  INPUT "RUGOSIDAD=";N
40  INPUT "LONGITUD=";L
50  INPUT "TIRANTE CONOCIDO";Y
60  INPUT "ANCHO=B";B
70  INPUT "TALUD=K";K
80  GOSUB 260
90  W=ATN(Z)
100 X=Y*COSW+V^2/19.62+L*SEN W:PRINT "ENERGIA CONOCIDA";X
110 U=S
120 INPUT "HAY CAMBIO DE ANCHO? (NO=0)";O
130 IF O=0 THEN 150
140 INPUT "NUEVO ANCHO";B
150 INPUT "HAY CAMBIO DE TALUD? (NO=0)";M
160 IF M=0 THEN 190
```

```

170 INPUT "NUEVO TALUD",K
180 INPUT "TIRANTE SUPUESTO";Y
190 GOSUB 260
200 F=((S+U)/2)*L
210 J=V^2*Y/(9.81*RADIO) (corrección por curvatura)
220 X=Y*COS W +V^2/19.62+F:PRINT "ENERGIA SUPUESTA";X
230 INPUT "CONTINUO?" (SI=0);T
230 IF T=0 THEN 180
250 END
260 A=Y*(B+K*Y):P=B+2*SQR(Y^2+(K*Y)^2):R=A/P
270 V=Q/A:S=(V*N/R^(2/3))^2:RETURN

```

**CALCULO DEL PERFIL HIDRAULICO
E INDICES DE CAVITACIÓN**

CAD.	ELEV.	Yiso.	Ahid.teor.	V	Rhid.	U	Yreal	Ahid.r.	Atunel	Ahr./AL	IND. CAV.
m	m.a.n.m.	m	m2	m/s	m		m	m2	m2	%	
0.000	1545.270	11.820	112.020	10.767	3.489		11.820				
20.000	1543.970	9.281	91.882	13.713	3.228	4.331	9.413	93.189	124.330	75.000	3.147
40.000	1542.670	8.493	84.081	14.986	3.127	6.812	8.682	85.952	124.330	69.000	3.481
60.000	1541.370	7.970	78.903	15.969	3.053	8.382	8.186	81.041	114.430	71.000	3.597
80.000	1540.070	7.579	75.032	16.793	2.994	9.592	7.814	77.359	114.430	68.000	3.627
100.000	1538.770	7.267	71.943	17.514	2.944	10.601	7.515	74.308	114.430	65.000	3.163
120.000	1537.470	7.010	69.399	18.156	2.901	11.473	7.268	71.953	100.570	71.000	3.574
140.000	1536.170	6.792	67.241	18.739	2.863	12.248	7.059	68.864	100.570	68.000	3.521
160.000	1534.870	6.605	65.389	19.269	2.829	12.943	6.878	68.092	100.570	68.000	3.460
180.000	1533.570	6.441	63.766	19.750	2.799	13.579	6.720	66.528	95.620	69.000	3.394
200.000	1532.270	6.296	62.330	20.215	2.771	14.164	6.580	65.142	95.620	68.000	3.326
220.000	1530.970	6.167	61.053	20.637	2.746	14.704	6.455	63.904	95.620	67.000	3.257
240.000	1529.670	6.052	59.915	21.030	2.723	15.203	6.344	62.806	95.620	66.000	3.189
260.000	1528.370	5.948	58.885	21.397	2.702	15.669	6.244	61.816	95.620	65.000	3.121
280.000	1527.070	5.853	57.945	21.745	2.682	16.107	6.152	60.905	95.620	64.000	3.055
300.000	1525.770	5.767	57.093	22.069	2.664	16.516	6.068	60.073	80.770	74.000	2.991
320.000	1524.470	5.689	56.311	22.376	2.647	16.901	5.992	59.321	80.770	73.000	2.929
340.000	1523.170	5.615	55.588	22.666	2.631	17.267	5.921	58.618	80.770	72.000	2.868
360.000	1521.870	5.548	54.925	22.940	2.616	17.610	5.858	57.974	80.770	72.000	2.809
380.000	1520.570	5.486	54.311	23.199	2.602	17.936	5.796	57.390	80.770	71.000	2.753
400.000	1519.270	5.429	53.747	23.443	2.589	18.241	5.741	56.836	80.770	70.000	2.699
420.000	1517.970	5.376	53.222	23.674	2.577	18.531	5.689	56.321	80.770	70.000	2.646
440.000	1516.670	5.327	52.737	23.892	2.566	18.803	5.642	55.856	80.770	69.000	2.595
460.000	1515.370	5.281	52.282	24.100	2.555	19.064	5.597	55.410	70.870	78.000	2.546
480.000	1514.070	5.238	51.856	24.298	2.545	19.312	5.555	54.994	70.870	77.000	2.499
500.000	1512.770	5.198	51.460	24.485	2.535	19.546	5.517	54.618	70.870	77.000	2.454
520.000	1511.470	5.161	51.093	24.661	2.527	19.767	5.481	54.262	70.870	76.000	2.410
*522.500	1511.307	5.156	51.048	24.682	2.525	19.796	5.476	54.212	70.870	78.000	2.404
540.000	1510.170	5.126	50.747	24.823	2.518	19.977	5.447	53.925	70.870	76.000	2.368
560.000	1508.870	5.093	50.425	24.988	2.510	20.176	5.415	53.608	70.870	76.000	2.327
**567.000	1508.415	5.082	50.316	25.043	2.507	20.247	5.404	53.504	70.870	75.000	2.313

*TRAMO FINAL DEL TUNEL No. 1

**TRAMO FINAL DEL TUNEL No. 2

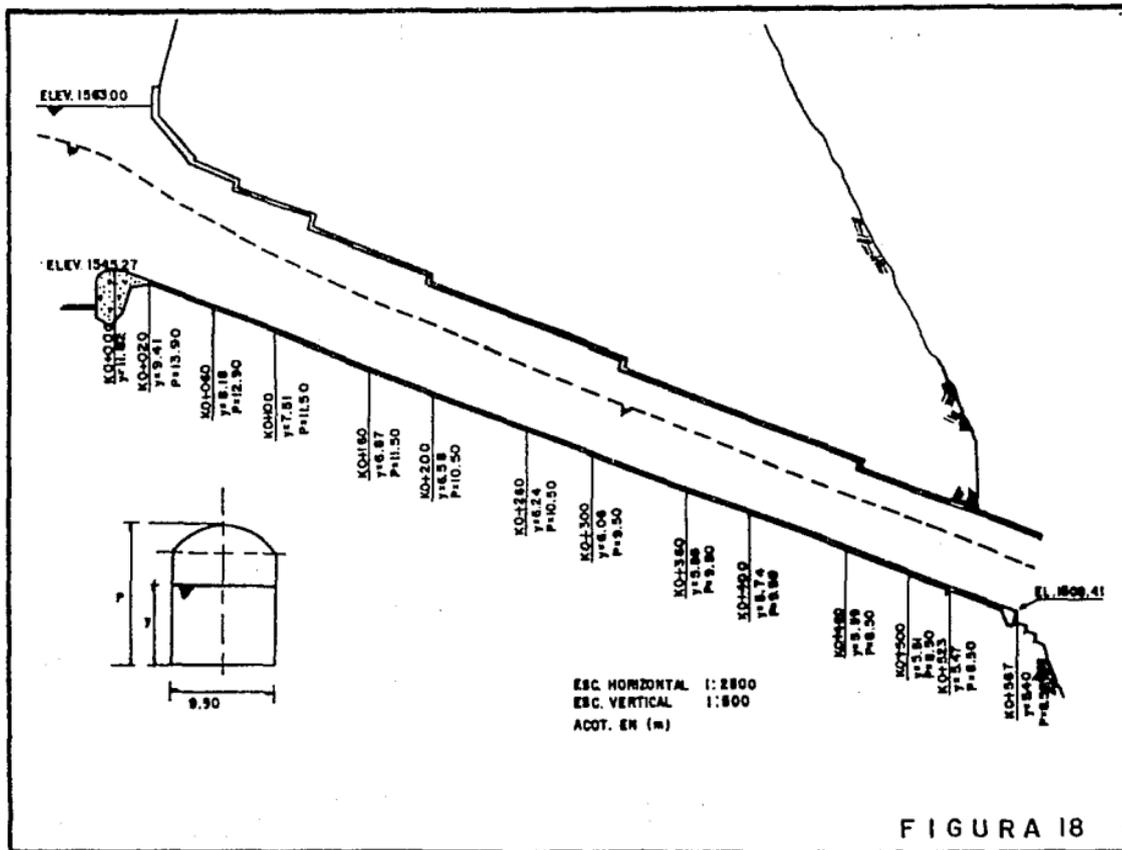


FIGURA 18

DESCARGA

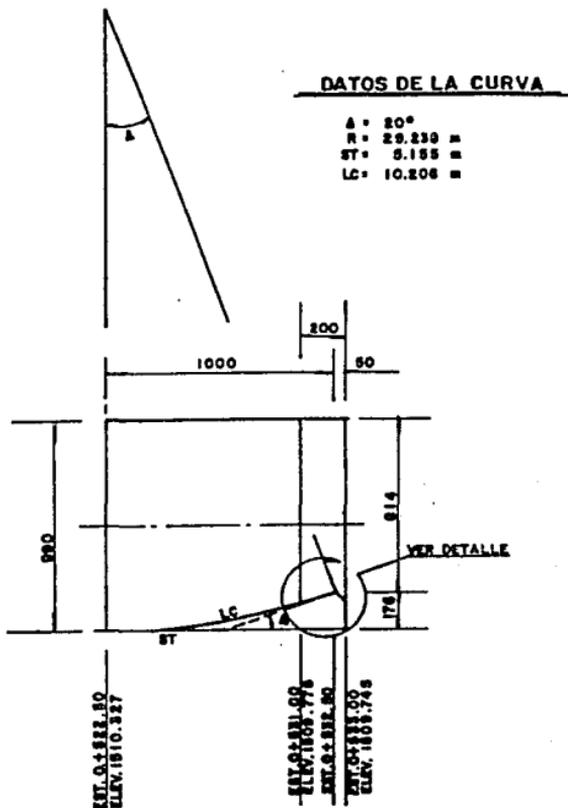
Para escoger el nivel más conveniente de descarga se tomaron en cuenta básicamente condiciones geológicas y topográficas tratando siempre de que las excavaciones fueran las mínimas, la descarga se realiza en éste caso sin la ayuda de ninguna estructura especial, solamente se construirá una cuña al final del túnel del lado derecho para encauzar el chorro del agua y evitar así que este golpee la ladera de la margen derecha del río en la parte baja. ver figuras No.19 y 20.

SISTEMA DE DRENAJE

Debido a la débil pendiente del canal, el drenaje bajo el cimacio requeriría una galería de descarga muy larga, por lo tanto se propuso en lugar de esta galería una estructura de entrada lo suficientemente pesada para no necesitar drenaje, También el piso y las paredes de los túneles deberán resistir una cierta presión exterior ya que tampoco contara con ningún sistema de drenaje.

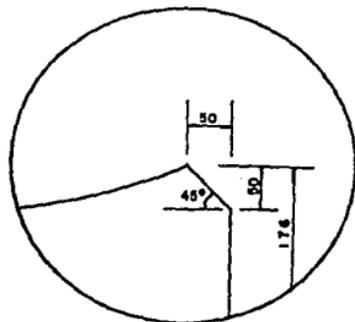
**P.H. ZIMAPAN, HGO.
OBRA DE EXCEDENCIAS
TUNEL N.º 2**

DEFLECTOR CURVO EN MURO LATERAL DERECHO



P L A N T A

FIGURA 19



DETALLE (PLANTA)

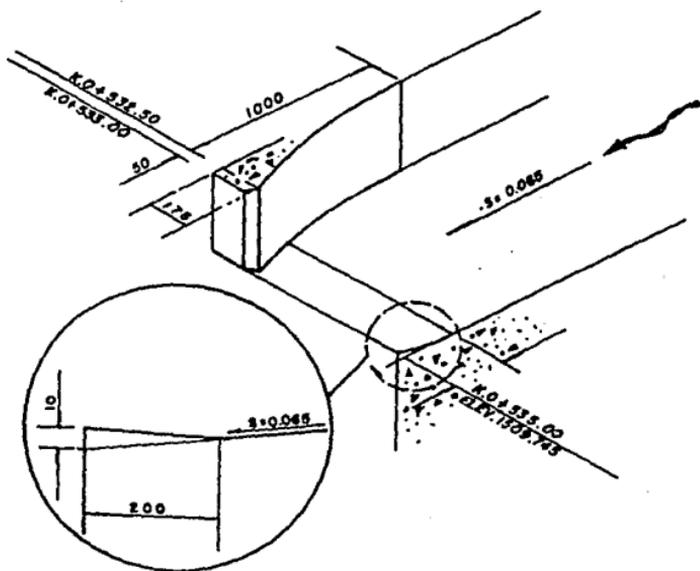


FIGURA 20

Los resultados obtenidos en cada una de las partes de la Obra de Excedencias no son suficientes para aplicarlos en el proyecto definitivo y solo sirven como datos de anteproyecto, por lo tanto se hace necesario efectuar estudios experimentales que permitan un diseño correcto de las estructuras que por sus características particulares no es posible prever con certeza su funcionamiento hidráulico, tomando en consideración factores tanto técnicos como económicos, requiriéndose para esto el apoyo de un modelo hidráulico que permita tomar las desiciones apropiadas para su realización en prototipo.

VII.6.- MODELO HIDRAULICO

CONSIDERACIONES GENERALES

La idea básica para relacionar el comportamiento del prototipo con el modelo es la semejanza, que puede existir en los aspectos, geométricos, cinemáticos y/o dinámicos.

Existen diferentes tipos de modelos que se elegirán de acuerdo al tipo de problema de que se trate, a continuación se hace mención de las características y utilidades de los modelos más usuales para ubicar el modelo en cuestión.

Modelos de fondo fijo .- En este tipo de modelos el interés radica en estudiar el comportamiento del agua sin que altere sus fronteras en contacto, lo que quiere decir que éstas últimas estarán construidas de un material no erosionable ni que pueda ser alterado por el paso del agua. Son de utilidad para estudiar problemas de Vertedores, Canales, Obras de Toma, Cámaras de Oscilación, y Disipadores de Energía.

Modelos de fondo móvil.- Son aquellos en los que interesa estudiar la alteración que produce el agua en sus fronteras de contacto y viceversa. El material de que esta hecho el modelo es erosionable. Se utilizan para estudiar problemas de hidráulica pluvial, como es rectificar y estabilizar un río, y problemas de hidráulica marítima, como el azolvamiento de un puerto y su relación con el arrastre en la playa.

Modelos no distorsionados.- Los modelos no distorsionados son aquellos en que la escala vertical y la horizontal son iguales o sea que existe una sola escala geométrica para definir las magnitudes.

Modelos distorsionados.- Son modelos que se utilizan cuando en el prototipo las longitudes horizontales son muy grandes en comparación a las verticales, de tal modo que en el modelo se requeriría representar estas últimas con dimensiones extremadamente pequeñas corriéndose además el riesgo de que se puedan presentar fenómenos de tensión superficial y flujo laminar; este tipo de modelos permiten además, tomar en cuenta la rugosidad.

Para las pruebas de la Obra de Excedencias del P.H. Zimapán que es la obra en cuestión, se realizó un modelo de fondo fijo distorsionado, dadas las características de la obra.

Al tratarse de un modelo distorsionado la escala vertical es diferente a la horizontal, la determinación de dichas escalas se efectuó tomando en cuenta principalmente los espacios y el equipo disponible en el laboratorio, resultando las siguientes:

Escala de líneas vertical: $L_v = 58.85$

Escala de líneas horizontal: $L_h = 73.57$

Siendo las escalas de gastos y velocidades las siguientes:

$$Q_e = L_h * L_v^{(9/2)} = 73.57 * 58.85^{(9/2)} = 33,213.945$$

$$V_e = L_v^{(1/2)} = 58.85^{(1/2)} = 7.67$$

CONSTRUCCION DEL MODELO

Determinadas las escalas de líneas tanto vertical como horizontal, se procedió a la construcción de los túneles vertedores en materiales de acrílico y cemento.(ver fig. 21)

Como se puede observar en las fotografías 1 y 2 los túneles se construyeron de acrílico, representando únicamente la parte rectangular de los mismos, dejando al descubierto para su mejor observación, la correspondiente a la sección en arco.

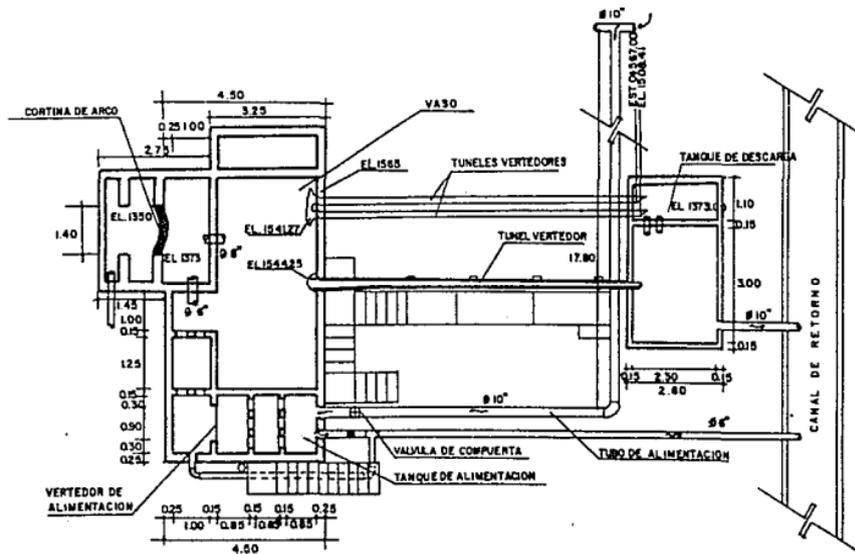
Por lo que a la entrada o canal de llamada y cimacio concierne; esta zona se construyó de cemento, incluyendo los muros laterales y pilas que configuran el abocinamiento fotografía 1.

La zona de descarga se presentó en modelo, configurando una porción de la topografía del cañón del río, inmediato al desfogue de cada uno de los túneles.

Posterior a la construcción de los túneles con acrílico, se colocaron los piezómetros y mangueras que permiten realizar las mediciones de presiones a lo largo de los mismos.

P. H. ZIMAPA, HGO.

MODELO A ESCALA 1:74.31



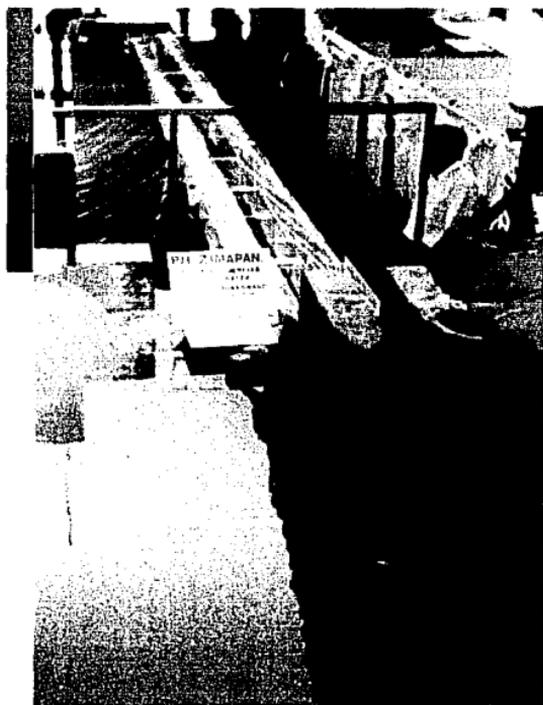
ENC. GRAFICA 1:100
ACOTACIONES EN M.

FIGURA 21



TUNELES VERTEDORES MODELO DISTORSIONADO

FOTOGRAFIA I



TUNELES VERTEDORES $Q = 1260 \text{ m}^3/\text{s}$

FOTOGRAFIA 2

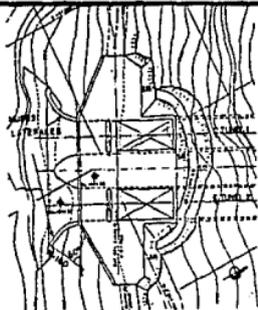
Finalmente una vez ubicados y colocados los túneles en modelo, se realizaron las pruebas necesarias para verificar su correcto funcionamiento y proceder a realizar el estudio experimental.

VII.7.- ESTUDIO EXPERIMENTAL

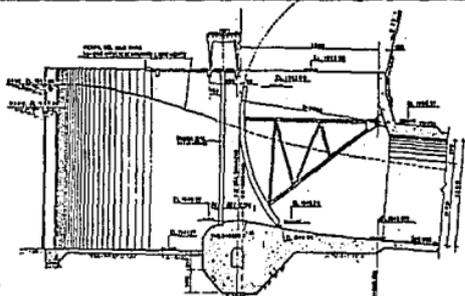
DISEÑO DEL CANAL DE LLAMADA Y ABOCINAMIENTO DE ENTRADA.

En la primera fase experimental del proyecto, se habían diseñado y probado en modelo muros laterales para conformar el abocinamiento de 12m de radio, modificandose el diseño en esta etapa, para quedar finalmente con un radio de 16m .

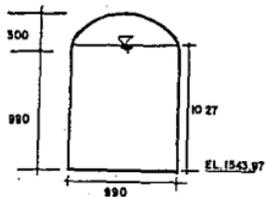
Esta modificación permitió un funcionamiento correcto del canal de llamada dado que se estuvo manejando la alternativa de diseño de dos túneles para el desalojo del gasto. Por lo que a la pila se refiere, esta se desplazo hacia el canal de llamada 2m, para conformar 15m a partir del eje del cimacio, ver planta y corte por el eje del cimacio en el plano de la figura 22.



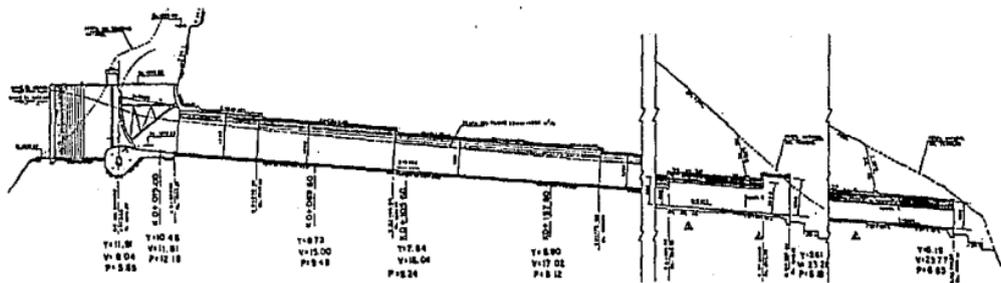
PLANTA
ABOCINAMIENTO DE ENTRADA AL VERTEDOR



CORTE LONGITUDINAL POR C DEL VERTEDOR-TUNEL N°1



SECCION Km 0+020.00 NO ACEPTADA



PERFIL HIDRAULICO DEL MODELO

TUNELES SECCION PORTAL CON ALTURA TOTAL DE 12.90 m.

Un primer diseño para desalojar el gasto de 1260 m³/s por cada túnel, se realizó considerando una altura de 12.90m en sección tipo portal.

Para realizar el estudio experimental con esta estructura, se construyó en un solo túnel de acrílico dejando al descubierto la parte correspondiente a la sección circular del portal para facilidad de observación y mediciones.

En la zona correspondiente al Canal de Llamada y abocinamiento se construyó un solo muro lateral y un muro largo y recto para conformar la simetría que correspondería a dos túneles.

Inicialmente el abocinamiento se construyó con muro lateral de 12m de radio. En este caso el modelo se trabajó con distorsión. De las observaciones realizadas en modelo con relación al comportamiento del flujo, se pudo constatar que existían disturbios a la entrada del túnel al generarse ondas cruzadas que originaban cierta turbulencia a lo largo del desarrollo del túnel, además de tenerse problemas de capacidad dado que el flujo tendía a invadir la parte que correspondía a la sección circular o clave superior del túnel, en el portal del mismo, con base en estas observaciones, se considero pertinente modificar el diseño ampliando la sección para darle una mayor capacidad.

En las tablas 5 a 9 se muestran los resultados de las mediciones para el primer diseño con gastos de 1260, 1000, 850, 750 y 500 m³/s. En estas tablas se proporcionan los datos correspondientes a tirante, velocidad y presión para diferentes estaciones a lo largo del desarrollo del túnel.

En el perfil longitudinal por el eje del túnel (1), ver figura No. 22, se observa en la sección transversal, Km 0+022.00, que el tirante medido invade la zona correspondiente a la sección circular o bóveda del portal (L), dado que la altura de la parte rectangular es de 9.90m y el tirante medido fue de 10.8m.

Este mismo perfil muestra la distribución de presiones, tirantes y velocidades medidas en diferentes estaciones en el desarrollo longitudinal del túnel No.1, izquierdo mostrándose su variación para ambos túneles a la salida o descarga de los mismos, para gasto máximo de 1260 m³/s.

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

**GASTO DE 500m³/s PARA UN VANO
INCLINACION EN EL TUNEL 0= 3 719
ELEVACION EN EL VASO 1554.75 m.s.n.m.**

ESTACION (m)	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)	PRESSION (Kg/m ²)
0+000.00			6.12
0+004.70			7.36
0+009.60			7.24
0+059.60	4.42	12.71	5.71
0+105.60	4.02	13.67	4.83
0+157.80	3.77	15.30	3.94
0+229.00	3.52	16.64	4.11
0+269.30	3.42	17.33	3.82
0+305.20	3.34	17.98	3.41
0+345.20	3.22	18.45	3.57
0+382.90	3.18	19.00	3.00
0+423.10	3.05	19.33	3.35
0+525.00	2.97	20.41	3.30
0+587.30	2.93	20.71	3.35

**ELEVACION EN LA CRESTA DEL CIMACIO 1545.27 m.s.n.m.
TIRANTES EN EL CIMACIO:**

0+015.50	5.77
0+028.40	5.41
0+043.10	4.69
0+059.60	4.66

TABLA 5

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

**GASTO DE 750 m³/s PARA UN VANO
INCLINACION EN EL TUNEL 0= 3 719
ELEVACION EN EL VASO 1557.39 m.s.n.m.**

ESTACION (m)	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)	PRESION (Kg/m ²)
0+000.00			6.06
0+004.70			7.94
0+009.60			8.06
0+069.60	6.35	13.15	6.06
0+105.60	5.81	14.49	5.94
0+157.80	5.30	15.93	5.18
0+229.00	5.11	17.12	5.18
0+269.30	4.84	18.35	5.18
0+305.20	4.69	18.72	4.59
0+346.20	4.44	19.57	4.30
0+382.90	4.28	19.83	3.88
0+423.90	4.30	20.60	4.41
0+525.00	4.20	21.88	4.30
0+587.30	4.12	22.00	4.41

**ELEVACION EN LA CRESTA DEL CIMACIO 1545.27 m.s.n.m.
TIRANTES EN EL CIMACIO:**

0+015.50	8.06
0+028.40	7.21
0+043.10	6.60
0+059.60	6.47

TABLA 6

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

**GASTO DE 850 m³/s PARA UN VANO
INCLINACION EN EL TUNEL 0= 3 719
ELEVACION EN EL VASO 1558.55 m.s.n.m.**

ESTACION (m)	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)	PRESION (Kg/m ²)
0+000.00			6.30
0+004.70			8.77
0+009.60			8.77
0+069.60	7.01	13.59	7.00
0+105.60	6.41	14.72	6.65
0+157.80	5.97	16.22	6.06
0+229.00	5.67	17.18	6.30
0+269.30	5.33	18.69	5.71
0+305.20	5.11	19.15	5.24
0+346.20	5.04	19.74	5.59
0+382.90	5.00	20.38	4.47
0+423.10	4.83	20.69	4.94
0+525.00	4.64	21.96	4.88
0+587.30	4.58	22.32	4.83

**ELEVACION EN LA CRESTA DEL CIMACIO 1545.27 m.s.n.m.
TIRANTES EN EL CIMACIO:**

0+015.50	9.23
0+028.40	7.85
0+043.10	7.46
0+059.60	7.16

TABLA 7

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

**GASTO DE 1000 m³/s PARA UN VANO
INCLINACION EN EL TUNEL 0= 3 719
ELEVACION EN EL VASO 1560.10 m.s.n.m.**

ESTACION (m)	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)	PRESION (Kg/m ²)
0+000.00			6.77
0+004.70			9.42
0+009.60			9.42
0+069.60	7.65	13.88	8.18
0+105.60	7.07	15.11	7.00
0+157.80	6.68	16.39	6.94
0+229.00	6.24	17.35	7.06
0+269.30	6.05	18.82	6.47
0+305.20	6.40	19.51	5.89
0+346.20	5.84	19.89	6.30
0+382.90	5.13	21.05	5.12
0+423.10	5.62	21.21	5.71
0+525.00	5.41	22.45	5.59
0+587.30	5.30	22.78	5.65

**ELEVACION EN LA CRESTA DEL CIMACIO 1545.27 m.s.n.m.
TIRANTES EN EL CIMACIO:**

0+015.50	9.80
0+028.40	8.71
0+043.10	8.23
0+059.60	8.00

TABLA 8

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

**GASTO DE 1260 m³/s PARA UN VANO
INCLINACION EN EL TUNEL 0= 3 719
ELEVACION EN EL VASO 1562.51 m.s.n.m.**

ESTACION (m)	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)	PRESION (Kg/m ²)
0+000.00	12.47		7.77
0+004.70			10.77
0+009.60			10.65
0+069.60	8.87	14.80	9.12
0+105.60	8.51	16.04	7.71
0+157.80	7.85	17.22	7.36
0+229.00	7.39	18.65	8.00
0+269.30	7.03	19.65	7.47
0+305.20	6.74	19.95	6.89
0+346.20	6.56	20.09	7.24
0+382.90	6.51	20.58	6.12
0+423.10	5.94	21.29	6.71
0+525.00	5.47	23.11	6.59
0+587.30	5.91	23.60	6.65

**ELEVACION EN LA CRESTA DEL CIMACIO 1545.27 m.s.n.m.
TIRANTES EN EL CIMACIO:**

0+015.50	11.54
0+028.40	10.65
0+043.10	9.83
0+059.60	9.51

TABLA 9

Como se observa, la distribución de presiones se comporta similarmente a la de tirantes durante el desarrollo del túnel, habiendo solo pequeñas variaciones al inicio del portal, por lo que respecta a los tirantes, existen fluctuaciones al inicio que son debidos a la turbulencia generada por las ondas cruzadas producto de la pila intermedia entre ambos túneles y la falta, de capacidad del portal que hace que al tener la sección menores dimensiones se origine un movimiento turbulento del flujo en el portal.

Con base a las mediciones y observaciones realizadas con este primer diseño, se decidió ampliar la sección de los túneles y realizar cambios en su portal para así tener un mejor comportamiento del flujo.

TUNELES SECCION PORTAL CON ALTURA TOTAL DE 13.90m.

Estos túneles fueron construidos en acrílico dejando descubierto la sección circular para mejor observación del comportamiento de flujo y mediciones.

Con este diseño se logró un mejor comportamiento del flujo dado que ya no se presentaron problemas de capacidad ni de variaciones en el nivel del líquido por efecto del abocinamiento de entrada. En las tablas 10 a 19 se presentan los valores correspondientes a tirantes, y presiones a lo largo de su desarrollo, notándose que estas últimas se comportan similarmente a los tirantes, con pequeñas variaciones al inicio de su desarrollo.

El mismo perfil muestra la descarga para ambos túneles, en el Km 0+587.3 para el túnel 1 y Km 0+529.00 para el túnel 2.

La sección transversal Km 0+020.00 muestra el nivel de la superficie libre del agua, para gasto de $1260 \text{ m}^3/\text{s}$, notándose que no invade la zona correspondiente a la bóveda o clave superior, por lo que se consideró un funcionamiento correcto de las estructuras diseñadas.

Por lo que respecta a las velocidades en las tablas antes mencionadas se puede observar su variación, notándose que estas son similares para uno y otro túnel, para los diferentes gastos medidos, teniéndose a la salida (descarga) para gastos de $1260 \text{ m}^3/\text{s}$, una velocidad inferior a 24 m/s lo que corrobora lo expuesto anteriormente, dado que existe una notoria reducción con relación a las obtenidas en el diseño de descarga con un solo túnel.

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

GASTO MAXIMO	500.00 m3/s
ELEVACION CRESTA DEL CIMACIO	1545.27 m.s.n.m.
ELEVACION CANAL DE LLAMADA	1541.27 m.s.n.m.
ELEVACION EN EL VASO	1554.30 m.s.n.m.
RADIO DE CURVATURA DE CUERNOS	16.00 m
ANGULO DE INCLINACION EN LOS TUNELES	3 719

TUNEL No. 1

ESTACION	TIRANTE	VELOCIDAD	PRESION
(m)	(m)	(m/s)	(Kg/m2)
0-003.10	7.89	6.17	4.65
0+000.00	6.99	7.36	3.36
0+005.00	6.45	8.25	6.77
0+010.00	5.89	9.18	6.71
0+015.00	5.47	9.61	6.24
0+069.60	4.30	12.53	4.71
0+105.60	3.98	13.41	4.71
0+157.80	3.78	14.69	3.71
0+229.00	3.44	16.53	2.41
0+269.30	3.34	17.08	3.41
0+305.20	3.24	17.55	3.41
0+346.20	3.23	18.23	3.71
0+382.90	3.15	19.09	2.83
0+423.10	3.01	19.42	3.24
0+525.00	2.88	19.72	3.77
0+587.30	2.90	21.37	

TABLA 10

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

GASTO MAXIMO	500.00 m3/s
ELEVACION CRESTA DEL CIMACIO	1545.27 m.s.n.m.
ELEVACION CANAL DE LLAMADA	1541.27 m.s.n.m.
ELEVACION EN EL VASO	1554.30 m.s.n.m.
RADIO DE CURVATURA DE CUERNOS	16.00 m
ANGULO DE INCLINACION EN LOS TUNELES	3 719

TUNEL No. 2

ESTACION	TIRANTE	VELOCIDAD	PRESION
(m)	(m)	(m/s)	(Kg/m2)
0+003.10	7.93	6.35	5.59
0+000.00	7.03	7.52	4.41
0+005.00	6.58	8.32	5.30
0+010.00	6.05	8.99	6.18
0+015.00	5.50	9.55	6.18
0+069.60	4.26	12.53	4.24
0+105.60	3.97	13.59	7.06
0+157.80	3.73	15.04	3.71
0+229.00	3.40	16.67	3.41
0+269.30	3.39	16.98	3.41
0+305.20	3.27	17.62	3.12
0+346.20	3.30	17.97	2.88
0+382.90	3.15	19.27	3.06
0+423.10	3.05	19.51	1.88
0+525.00	2.93	20.03	2.83
0+587.30			

TABLA 11

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

GASTO MAXIMO	750.00 m3/s
ELEVACION CRESTA DEL CIMACIO	1545.27 m.s.n.m.
ELEVACION CANAL DE LLAMADA	1541.27 m.s.n.m.
ELEVACION EN EL VASO	1557.10 m.s.n.m.
RADIO DE CURVATURA DE CUERNOS	16.00 m
ANGULO DE INCLINACION EN LOS TUNELES	3 719

TUNEL No. 1

ESTACION	TIRANTE	VELOCIDAD	PRESION
(m)	(m)	(m/s)	(Kg/m2)
0+003.10	9.42	6.53	5.59
0+000.00	8.98	7.75	4.12
0+005.00	8.80	9.11	8.42
0+010.00	8.22	9.67	8.59
0+015.00	7.86	10.08	8.53
0+069.60	6.10	13.37	5.36
0+105.60	5.66	14.21	5.06
0+157.80	5.20	15.75	5.12
0+229.00	4.81	17.25	3.83
0+269.30	4.57	17.78	4.71
0+305.20	4.37	18.60	4.71
0+346.20	4.37	19.00	3.65
0+382.90	4.19	19.75	4.06
0+423.10	4.16	20.01	5.06
0+525.00	3.95	21.62	4.71
0+587.30	3.95	22.22	

TABLA 12

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

GASTO MAXIMO	750.00 m³/s
ELEVACION CRESTA DEL CIMACIO	1545.27 m.s.n.m.
ELEVACION CANAL DE LLAMADA	1541.27 m.s.n.m.
ELEVACION EN EL VASO	1557.10 m.s.n.m.
RADIO DE CURVATURA DE CUERNOS	16.00 m
ANGULO DE INCLINACION EN LOS TUNELES	3 719

TUNEL No. 2

ESTACION (m)	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)	PRESION (Kg/m²)
0-003.10	9.32	7.89	6.47
0+000.00	9.05	8.86	4.88
0+005.00	8.70	9.18	4.71
0+010.00	8.39	9.73	8.36
0+015.00	7.79	10.13	6.88
0+069.60	6.06	13.33	6.06
0+105.60	6.07	14.41	4.71
0+157.80	5.25	15.64	5.36
0+229.00	4.79	17.32	4.71
0+269.30	4.68	18.07	4.71
0+305.20	4.45	18.66	4.41
0+346.20	4.34	19.15	4.00
0+382.90	4.32	19.59	3.53
0+423.10	4.18	19.92	3.24
0+525.00	3.95	21.67	3.88
0+587.30			

TABLA 13

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

GASTO MAXIMO	850.00 m3/s
ELEVACION CRESTA DEL CIMACIO	1545.27 m.s.n.m.
ELEVACION CANAL DE LLAMADA	1541.27 m.s.n.m.
ELEVACION EN EL VASO	1558.18 m.s.n.m.
RADIO DE CURVATURA DE CUERNOS	16.00 m
ANGULO DE INCLINACION EN LOS TUNELES	3 719

TUNEL No. 1

ESTACION (m)	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)	PRESION (Kg/m2)
0+003.10	9.90	8.53	5.41
0+000.00	9.26	9.49	4.00
0+005.00	9.32	9.90	8.95
0+010.00	8.90	10.25	9.36
0+015.00	8.65	10.79	9.36
0+069.60	6.77	13.88	7.06
0+105.60	6.22	15.00	7.47
0+157.80	5.90	16.18	5.53
0+229.00	6.29	17.48	4.30
0+269.30	5.24	18.35	5.18
0+305.20	5.06	18.79	5.18
0+346.20	5.07	19.36	3.77
0+382.90	4.96	20.09	4.47
0+423.10	4.80	20.60	5.00
0+525.00	4.57	22.06	5.36
0+587.30	4.45	22.91	

TABLA 14

P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO

GASTO MAXIMO	850.00 m3/s
ELEVACION CRESTA DEL CIMACIO	1545.27 m.s.n.m.
ELEVACION CANAL DE LLAMADA	1541.27 m.s.n.m.
ELEVACION EN EL VASO	1558.18 m.s.n.m.
RADIO DE CURVATURA DE CUERNOS	16.00 m
ANGULO DE INCLINACION EN LOS TUNELES	3 719

TUNEL No.2

ESTACION (m)	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)	PRESION (Kg/m2)
0-003.10	9.90	8.73	6.71
0+000.00	9.20	9.42	4.77
0+005.00	9.33	9.96	7.36
0+010.00	9.20	10.30	9.00
0+015.00	8.65	10.67	9.30
0+069.60	6.76	13.80	6.65
0+105.60	6.32	14.92	6.89
0+157.80	5.86	16.36	5.89
0+229.00	5.49	17.68	4.94
0+269.30	5.21	18.51	5.30
0+305.20	5.04	18.82	4.94
0+346.20	5.07	19.21	4.65
0+382.90	4.90	20.04	4.89
0+423.10	4.85	20.56	3.53
0+525.00	4.56	22.19	4.42
0+567.30			

TABLA 15

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

GASTO MAXIMO	1000.00 m3/s
ELEVACION CRESTA DEL CIMACIO	1545.27 m.s.n.m.
ELEVACION CANAL DE LLAMADA	1541.27 m.s.n.m.
ELEVACION EN EL VASO	1559.66 m.s.n.m.
RADIO DE CURVATURA DE CUERNOS	16.00 m
ANGULO DE INCLINACION EN LOS TUNELES	3 719

TUNEL No.1

ESTACION	TIRANTE	VELOCIDAD	PRESION
(m)	(m)	(m/s)	(Kg/m2)
0+003.10	10.87	7.97	6.06
0+000.00	10.20	8.86	4.71
0+005.00	10.09	9.79	9.95
0+010.00	10.11	10.36	10.36
0+015.00	9.62	11.01	10.30
0+069.60	7.34	14.33	8.06
0+105.60	6.47	15.07	7.77
0+157.80	6.56	16.29	7.47
0+229.00	6.19	17.48	5.18
0+269.30	5.87	18.76	5.89
0+305.20	5.74	19.21	5.89
0+346.20	5.56	20.04	5.41
0+382.90	5.39	20.52	5.06
0+423.10	5.37	21.35	5.65
0+525.00	5.15	21.93	5.89
0+587.30	4.96	23.13	

TABLA 16

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

GASTO MAXIMO	1000.00 m³/s
ELEVACION CRESTA DEL CIMACIO	1545.27 m.s.n.m.
ELEVACION CANAL DE LLAMADA	1541.27 m.s.n.m.
ELEVACION EN EL VASO	1559.66 m.s.n.m.
RADIO DE CURVATURA DE CUERNOS	16.00 m
ANGULO DE INCLINACION EN LOS TUNELES	3 719

TUNEL No.2

ESTACION	TIRANTE	VELOCIDAD	PRESION
(m)	(m)	(m/s)	(Kg/m²)
0+003.10	10.86	7.21	6.65
0+000.00	10.05	8.99	5.30
0+005.00	10.31	9.73	8.42
0+010.00	1013.00	10.47	9.89
0+015.00	9.62	10.90	10.30
0+069.60	7.55	14.21	7.53
0+105.60	7.00	15.38	7.71
0+157.80	6.57	16.67	6.77
0+229.00	6.10	17.91	5.59
0+269.30	5.90	18.38	6.06
0+305.20	5.77	19.33	5.59
0+346.20	5.57	20.21	5.41
0+382.90	5.44	20.26	5.41
0+423.10	5.31	21.26	4.24
0+525.00	5.07	22.09	5.00
0+587.30			

TABLA 17

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

GASTO MAXIMO	1260.00 m3/s
ELEVACION CRESTA DEL CIMACIO	1545.27 m.s.n.m.
ELEVACION CANAL DE LLAMADA	1541.27 m.s.n.m.
ELEVACION EN EL VASO	1562.13 m.s.n.m.
RADIO DE CURVATURA DE CUERNOS	16.00 m
ANGULO DE INCLINACION EN LOS TUNELES	3 719

TUNEL No.1

ESTACION	TIRANTE	VELOCIDAD	PRESION
(m)	(m)	(m/s)	(Kg/m2)
0-003.10	12.65	6.62	8.83
0+000.00	11.81	8.04	5.89
0+005.00	11.49	9.84	11.36
0+010.00	11.14	10.74	12.06
0+015.00	10.48	11.81	12.18
0+069.60	8.72	15.00	9.48
0+105.60	7.84	16.04	9.24
0+157.80	6.90	17.02	8.12
0+229.00	6.82	18.51	6.96
0+269.30	6.45	19.12	7.06
0+305.20	6.22	19.30	7.00
0+346.20	6.16	19.63	6.53
0+382.90	5.89	21.18	6.30
0+423.10	5.87	21.64	6.77
0+525.00	5.30	23.14	6.89
0+587.30	5.15	23.77	6.65

TABLA 18

**P.H. ZIMAPAN
OBRA DE EXCEDENCIAS
MODELO HIDRAULICO DISTORSIONADO**

GASTO MAXIMO	1260.00 m3/s
ELEVACION CRESTA DEL CIMACIO	1545.27 m.s.n.m.
ELEVACION CANAL DE LLAMADA	1541.27 m.s.n.m.
ELEVACION EN EL VASO	1562.13 m.s.n.m.
RADIO DE CURVATURA DE CUERNOS	16.00 m
ANGULO DE INCLINACION EN LOS TUNELES	3 719

TUNEL No.2

ESTACION	TIRANTE	VELOCIDAD	PRESION
(m)	(m)	(m/s)	(Kg/m2)
0-003.10	12.62	5.48	8.42
0+000.00	11.74	7.59	6.18
0+005.00	11.61	9.36	11.48
0+010.00	11.08	10.58	11.77
0+015.00	10.56	11.72	12.18
0+069.60	8.68	15.15	8.83
0+105.60	7.87	16.00	8.95
0+157.80	6.85	17.18	8.12
0+229.00	6.80	18.70	6.89
0+269.30	6.39	19.30	7.24
0+305.20	6.24	20.15	6.83
0+346.20	6.12	20.46	6.53
0+382.90	5.96	21.34	6.65
0+423.10	5.81	21.64	6.36
0+525.00	5.61	23.21	6.18
0+587.30			

TABLA 19

Para gastos inferiores al máximo de diseño no se presentaron problemas con relación al comportamiento del flujo.

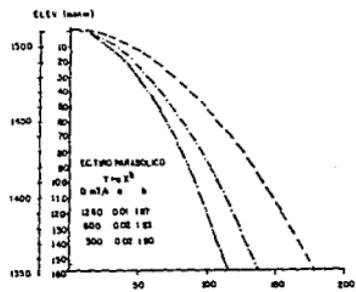
DESCARGA DE LOS TUNELES

Para efecto de determinar la zona de impacto de descarga del chorro de salida, se presentó en modelo la topografía del cauce correspondiente a la zona de descarga de los túneles.

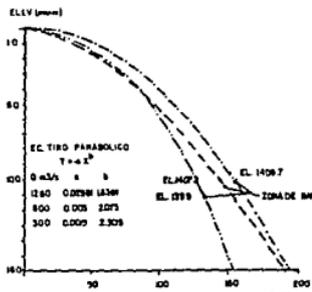
En la figura 23 se muestra el chorro de salida del túnel número 1 para cada gasto medido. En esta figura se proporcionan también las constantes correspondientes a las ecuaciones para cada uno de los gastos antes mencionados.

En otra gráfica, se muestra el chorro de salida para el túnel 2, proporcionandose, al igual que el caso anterior, las constantes de las ecuaciones que representan el perfil del chorro.

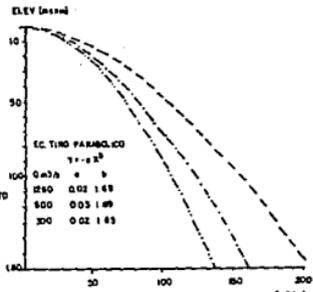
Estas gráficas se construyeron mediante un ajuste de mínimos cuadrados a una curva de regresión no lineal, o método exponencial, con las mediciones realizadas en el modelo.



TUNEL No. 1 PERFIL DE DESCARGA

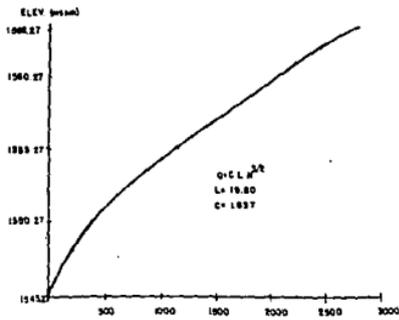
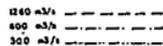


TUNEL No. 2 ZONA DE IMPACTO MARGEN DERECHA

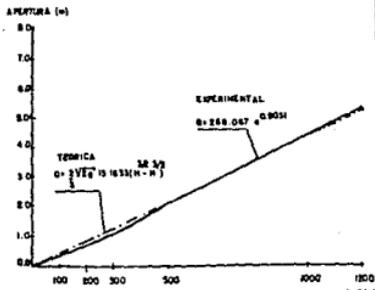


TUNEL No. 2 CON CURVA PARA DESVIO DE CHORRO DE SALIDA EN PARED DERECHA

SIMBOLOGIA



GRAFICA ELEVACIONES - GASTOS



GRAFICA APERTURA DE COMPUERTAS - DESCARGA

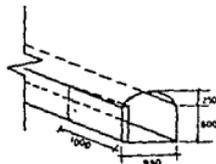


FIGURA 23

La ecuación obtenida mediante este método describe el tiro parabólico que corresponde, en este caso, al perfil del chorro a la salida de cada túnel.

Al observar el chorro del túnel 2 para un gasto de $1260 \text{ m}^3/\text{s}$ en la zona de descarga, se constató que este impacta la margen derecha del cauce del río, en la elevación 1409.0 msnm .

En el caso del túnel 1, no existen problemas de impacto en las laderas de la margen izquierda.

Para gastos de 600 y $300 \text{ m}^3/\text{s}$, para el túnel 2, el chorro impacta la ladera de la margen derecha a las elevaciones 1407.0 y 1399.0 respectivamente.

MODIFICACIONES EN LA DESCARGA DEL TUNEL No. 2

Debido al impacto del chorro de salida de este túnel en las laderas de la margen derecha de la topografía de cauce, se decidió modificar la descarga del túnel.

En laboratorio se diseñó una cuña o chaflán, ver croquis de la figura 19, que se colocó en la salida con objeto de desviar el chorro, para evitar el impacto en las laderas.

Con esta cuña, se reduce el área hidráulica a la salida del túnel, sin embargo, no se presentan problemas de remanso o turbulencia dado que el régimen con que opera el túnel es supercrítico.

Al desviarse el chorro con la cuña, se sobre-eleva el nivel del agua sobre la misma, 1.76m, por lo que es necesario tomarlo en cuenta para fines de diseño.

Al efectuarse varias pruebas se determinó que la cuña funciona eficientemente dado que con un metro de espesor a la salida de túnel, en la pared derecha, se desvía el chorro de tal suerte que no impacta la margen derecha del cauce. Este espesor fue verificado en campo dado que se midió un ángulo de 4° a partir del eje del túnel que fue lo que se consideró necesario para que el chorro no impacte en la ladera o nariz de la margen derecha.

CURVAS ELEVACIONES-GASTOS Y ABERTURA DE COMPUERTA-GASTOS.

En la figura 23 se muestran las curvas de Elevaciones-Gastos y Abertura de compuertas-Descargas correspondientes a los túneles vertedores con sección portal.

Por lo que respecta a las curvas Elevaciones Gastos, estas se construyeron tomando en consideración los gastos para las diferentes elevaciones y mediante un

ajuste por mínimos cuadrados se determinó la ecuación que se señala como experimental. La ecuación teórica se calculó promediando los gastos medidos, considerando la carga hidráulica para cada uno de ellos.

Al comparar ambas ecuaciones se puede notar que la diferencia en los coeficientes es mínima, por lo que al ser graficadas prácticamente describen la misma curva; lo anterior permite que ambas permitan ser utilizadas para fines de proyecto.

VIII.- CONCLUSIONES

Los criterios de diseño utilizados en este trabajo son muy particulares, pudiendose aplicar cualquier otro criterio siempre y cuando se utilizen los parámetros adecuados.

Es conveniente en este tipo de obras estudiar diferentes alternativas de solución para poder tener diferentes puntos de comparación, ya que una mala decisión puede representar graves consecuencias y pérdidas irreparables.

En obras de esta magnitud se puede apreciar que la elección definitiva debe efectuarse tomando en consideración factores de seguridad principalmente aunque el factor económico pase a segundo término.

La decisión de efectuar un vertedor en túnel a pesar de no ser la alternativa mas económica, se debió principalmente a las características topográficas y geológicas que presenta el lugar.

Con las modificaciones realizadas al abocinamiento de entrada al vertedor, se obtuvo un funcionamiento eficiente del canal de llamada y túneles vertedores, por lo que los muros laterales quedaron con un radio de 16m.

Con la ampliación realizada al portal de los túneles, sección Km 0+020.00, de 12.90m a 13.90m se eliminó el problema de capacidad de la sección transversal.

Las velocidades medidas para dos túneles, son menores que las obtenidas en el diseño con un solo túnel, reduciéndose de 30 m/s, para este último de 25 m/s con dos túneles evitando así tener problemas de cavitación dentro de los túneles.

La distribución de presiones se comporta similar a la de tirantes a lo largo del desarrollo del túnel, no habiéndose presentado problemas con ondas de presión que ocasionen daños a los conductos.

Con la cuña propuesta por el laboratorio se desvía el chorro de salida del túnel 2, el ángulo necesario de 4° para evitar dicho impacto en la margen derecha, lograndose el desvío del chorro hacia el cauce del río.

BIBLIOGRAFIA

1.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES.

HIDROTECNIA, (A.1.8, A.1.9, A.1.10).

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.

2.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES.

HIDRAULICA, (A.2.10).

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.

3.- VEN TE CHOW.

HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS.

MEXICO, 1982. 5a. EDICION. EDITORIAL DIANA.

4.- SOTELO AVILA, GILBERTO.

APUNTES DE HIDRAULICA II.

EDITORIAL LIMUSA, 1ª EDICION MEXICO 1974

5.- SOTELO AVILA, GILBERTO.

HIDRAULICA GENERAL

MEXICO, 1974. 1a. EDICION. EDITORIAL LIMUSA.

6.- TORRES HERRERA, F.

OBRAS HIDRAULICAS

MEXICO, 1980. 1a. EDICION. EDITORIAL LIMUSA.

7.- GARCIA GUTIERREZ, HECTOR

APUNTES DE "OBRAS HIDRAULICAS"

FACULTAD DE INGENIERIA

8.- LOZOYA C., JULIO.

APUNTES DE "HIDRAULICA DE CANALES"

FACULTAD DE INGENIERIA.

9.- APARICIO MIJARES, FRANCISCO J.

APUNTES DE "HIDROLOGIA"

FACULTAD DE INGENIERIA

10.- U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR.

BUREAU OF RECLAMATION.

DESIGN OF SMALL DAMS.

SECOND EDITION.

WATER RESOURCES TECHNICAL PUBLICATION.

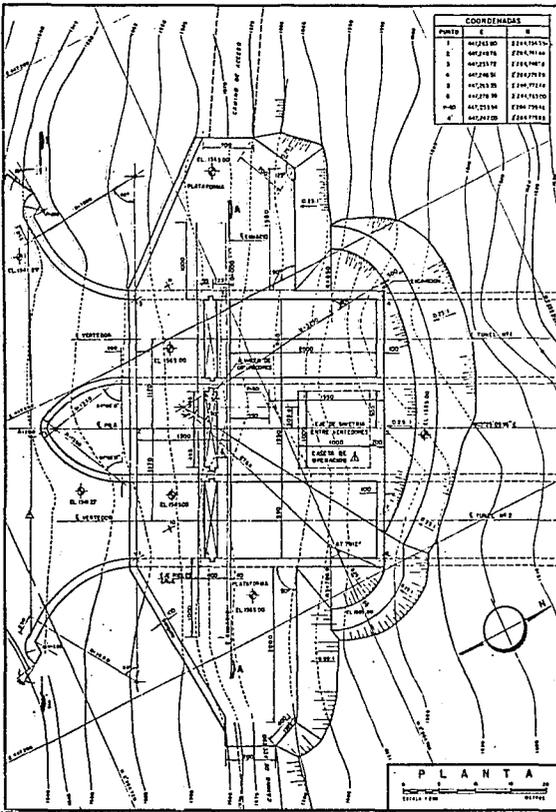
WASHINGTON, 1974. p.p. 816.

11.- U.S. ARMY ENGINEER WATER WAYS EXPERIMENT STATION.
CORPS OF ENGINEERS.
HIDRAULIC DESIGN CRITERIA.
VICKSBURG, MISS. 1978.

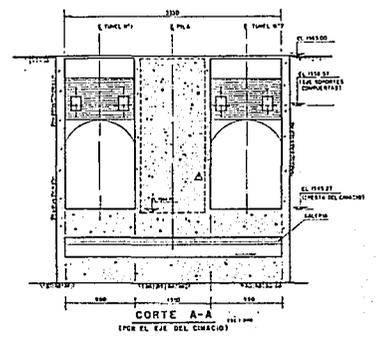
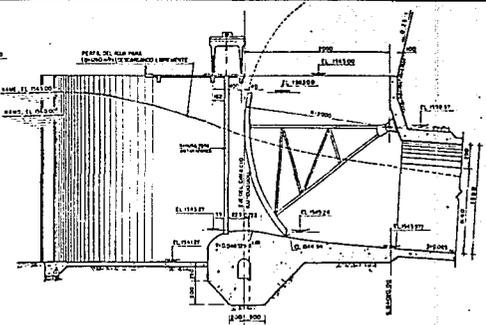
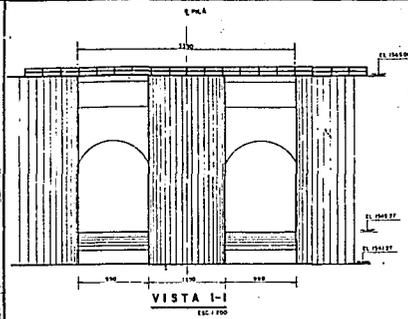
12.- U.S. ARMY ENGINEER TAINTER GATES ON SPILLWAY CRESTS
DISCHARGE COEFFICIENTS.
HIDRAULIC DESIGN CRITERIA.
p.p. 311-1 A 311-5.

13.- ECHÁVEZ, G.
CAVITACIÓN EN VERTEDORES.
PUBLICACIÓN No. 415.
INSTITUTO DE INGENIERIA, U.N.A.M.
MÉXICO 1979. p.p. 80.

ANEXO



COORDENADAS		
PUNTO	X	Y
1	482313.00	2247347.74
2	482348.78	2247414.60
3	482357.78	2247400.00
4	482346.00	2247370.00
5	482313.00	2247370.00
6	482370.00	2247370.00
7	482358.00	2247390.00
8	482313.00	2247390.00



NOTAS:
 1.- NOTACIONES EN CENTÍMETROS, EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA PARTE
 2.- RELACIONES CARRIL FERROVIARIO Y FERROCARRIL EN METROS
 3.- BASTO DE SUELO EN ESTO Y EN EL TUNEL

UNAM	FI
P.H. ZIMAPAN	
OBRA DE EXCEDENCIAS	
ESTRUCTURA DE CONTROL	
REALIZO:	
AJATEZ VERA ENRIQUE MORENO MARTIN DEL CAMPO CARLOS	