



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ENEP ACATLAN

2
2ej.

**PROYECTO HIDRAULICO Y GEOMETRICO DEL
TUNEL DE INTERCONEXION ENTRE LAS
CUENCAS DEL RIO TEQUILASCO Y DEL RIO
TARANGO, ASI COMO SUS OBRAS AUXILIARES.**

T E S I S

Que para obtener el Titulo de:

INGENIERO EN CIVIL

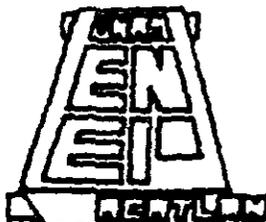
P r e s e n t a:

JUAN ALBERTO ANTELIZ CALDERON



México D. F., 1998

260710



TESIS CON

VALIA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**Dedico con todo cariño este trabajo a mi padrino
Constantino Anteliz M. por su bondad y apoyo
que nos brindo en los momentos en el que más lo
necesitamos.**

**Agradesco cumplidamente a la Dirección General
de Contrucción y Operación Hidráulica todas las
facilidades que me brindó para elaborar la presente
Tesis Profesional**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. JUAN ALBERTO ANTELIZ CALDERÓN.

ALUMINO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.

PRESENTE.

En atención a su solicitud presentada con fecha de 24 de junio de 1994, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

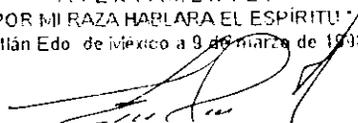
"PROYECTO HIDRAULICO Y GEOMETRICO DEL TUNEL DE INTERCOMUNICACION ENTRE LAS CUENCAS DEL RIO TEQUILASCO Y DEL RIO TARANGO, ASI COMO SUS OBRAS AUXILIARES."

- INTRODUCCION
- 1. GENERALIDADES
- 2. ANALISIS HIDRAULICO DE LAS PERRAS TEQUILASCO Y TARANGO.
- 3. ESTUDIOS BASICOS
- 4. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO
- 5. DISEÑO HIDRAULICO
- 6. PRESUPUESTO
- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Asimismo fué designado como asesor de tesis el ING. HEP MENEGILDO ARCOS SERRANO, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.
Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional

ATENTAMENTE.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán Edo. de México a 9 de marzo de 1998


Ing. Enrique del Castillo Fragoso
Jefe del Programa de Ingeniería Civil

ÍNDICE

Pág.

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1	Antecedentes	1
1.2	Acciones que realiza el D.D.F. para mejorar el funcionamiento hidráulico y la eficiencia operativa en las presas del poniente	7
1.3	La zona del proyecto	10

CAPÍTULO 2 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LAS PRESAS TEQUILASCO Y TARANGO

2.1	Introducción	16
2.2	Planteamiento del problema	16
2.3	Descripción general de las cuencas Tequilasco y Tarango	17
2.4	Revisión de niveles hidráulicos	27

CAPÍTULO 3 ESTUDIOS BÁSICOS

3.1	Aspectos hidrológicos	37
3.2	Aspectos geológicos	39
3.3	Aspectos geotécnicos	43
3.4	Levantamiento topográfico	48

CAPÍTULO 4 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

4.1	Túnel de interconexión	51
4.2	Estructura derivadora	52
4.3	Canal de descarga	53
4.4	Estructura terminal	54

	<i>Pág.</i>
CAPÍTULO 5 DISEÑO HIDRÁULICO	
5.1 Aspectos generales	57
5.2 Datos de diseño	58
5.3 Criterios de diseño	59
5.4 Memoria de cálculo	76
CAPÍTULO 6 PRESUPUESTO	
6.1 Consideraciones generales	105
6.2 Cantidades de obra	106
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	113
BIBLIOGRAFÍA	116

CAPÍTULO I

Pág.

I. GENERALIDADES

- 1.1 Antecedentes generales*
- 1.2 Acciones que realiza el D.D.F. para mejorar el funcionamiento hidráulico y la eficiencia operativa en las presas del poniente*
 - 1.2.1 Consideraciones*
 - 1.2.2 Operación*
 - 1.2.3 Problemática*
- 1.3 La zona del proyecto*
 - 1.3.1 Localización del proyecto*
 - 1.3.2 Causas que generan la necesidad de elaborar el proyecto*

INTRODUCCIÓN

Uno de los más graves problemas de orden físico que existen en la cuenca del Valle de México es el de la conducción y alejamiento de las aguas negras y pluviales procedentes del área urbana de la Capital de la República. Este problema tiene como causa principal las inundaciones originadas principalmente por la deforestación incontrolada que se presenta en la zona aunado al avance de las áreas urbanas, lo que ha traído como consecuencia la disminución de las áreas destinadas a la regulación de los ríos.

La Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica se ha avocado al estudio de la solución del problema antes enunciado, enmarcándolo dentro de los lineamientos generales del plan hidráulico que viene estudiando para el Valle de México, en el cual, invariablemente, ha servido de norma el principio básico de buscar soluciones que permitan, por una parte, eliminar los perjuicios que ocasiona el agua y por otra, lograr el uso múltiple y sucesivo de la misma, con el mínimo de desperdicio procurando el máximo beneficio mediante el uso más adecuado de este recurso natural renovable.

La Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (D.G.C.O.H.) del Distrito Federal que tiene a su cargo directo la resolución de una buena parte de estos problemas, en cuanto afectan a la Ciudad de México, se ha preocupado por encontrar en cada caso, las soluciones más adecuadas y por ello ha formulado, en relación con la protección contra inundaciones en el fraccionamiento Lomas de Guadalupe el trabajo titulado "Proyecto hidráulico y geométrico del túnel de interconexión entre las cuencas del río Tequilasco y del río Tarango".

1.1 ANTECEDENTES GENERALES

Desde hace varios siglos ha habido problemas en el Valle de México motivados, en su mayoría, porque la parte baja fue asiento de un núcleo poblado que ha ido creciendo en importancia hasta ser hoy la Ciudad de México.

Esta parte baja era inundada por las aguas y ha sido necesario una constante lucha para defenderla contra inundaciones.

El Valle de México era naturalmente una cuenca cerrada de unos 8153 km² de área, con montañas altas, lomeríos, valles muy planos, lagos y un gran número de ríos y arroyos.

Antiguamente el agua de los ríos iba a dar a los lagos naturales que se encontraban a diferente nivel, siendo el de Texcoco el más bajo. En estos lagos el agua se infiltraba o se evaporaba.

En los años lluviosos los lagos se extendían demasiado, provocando inundaciones en la naciente Ciudad de México, o en terrenos cercanos ya valiosos.

Actualmente los lagos principales son: Xochimilco y Chalco al sur del Valle; Zumpango al norte y Texcoco al este de la Ciudad.

Uno de los ríos que más trastornos causaba era el de Cuautitlán, que desembocaba en el lago de Zumpango; éste se desbordaba sobre los de Xaltocan y San Cristóbal y las aguas penetraban hacia la Ciudad.

La primera defensa formal que se hizo con intenciones de impedir la entrada del agua a la ciudad, consistió en un bordo de 16 km. de largo construido por el Rey Netzahualcoyotl en 1449. El bordo partió de Atzacolco y terminó en Iztapalapa al pie del cerro de la Estrella.

Posteriormente se encontró que esto no era sino un paliativo, pues había ocasiones en que el bordo era roto o las aguas llegaban a brincarlo

El 30 de noviembre de 1607, gobernando la Nueva España el Virrey D. Luis de Velazco, se principió una obra dirigida por el Ingeniero, Astrónomo y Matemático D. Enrico Martínez, para dar salida del Valle de México a las aguas del río Cuautitlán y se trabajó con tanto empeño que once meses después el Virrey pudo ver correr el agua por un túnel de 6600 m de largo y que fue la primera salida que tuvo el agua del Valle de México, Pero por falta de revestimiento, poco después ocurrieron derrumbes que inutilizaron el túnel. Entonces se decidió sustituirlo por un tajo o zanja, que pudo ser terminado después de 160 años de trabajo, interrumpido por frecuentes derrumbes, inundaciones y problemas. Finalmente, a partir de 1789 se dio salida permanente a las aguas de la cuenca de México, para seguridad de sus habitantes.

La salida de la cuenca por el tajo de Nochistongo empezó a alterar la ecología del Valle e inició un nuevo proceso: el nivel de los lagos ya no crecía como antes, los diques crearon áreas seguras para que la ciudad se extendiera sobre las planicies lacustres y la población se encontró aún más en

las orillas de los antiguos lagos. Estas zonas sufrían cuantiosos daños cuando los ríos que ^watravesaban la ciudad se desbordaban.

Hacia 1856 las inundaciones eran cada vez más alarmantes; en algunas zonas su nivel alcanzaba hasta tres metros de altura. A principios de ese año se abrió un concurso para el proyecto de las obras del desagüe, ofreciéndose un premio de doce mil pesos oro al vendedor. El plan más completo y mejor calificado fue el del ingeniero Francisco de Garay, que comprendía el Gran Canal del Desagüe y el primer túnel de Tequisquiac. Ambas obras se inauguraron en 1900. Se trataban de un esfuerzo colosal, pero de ninguna manera se había logrado la solución total, pues los ríos del poniente de la ciudad siguieron causando inundaciones graves; por lo que respecta a estos ríos, durante los años de 1901 a 1910 se elevaron los bordos de los ríos: Consulado, La Piedad y Churubusco, no dando el resultado deseado, pues anualmente el fondo subía por el depósito de azolves y de todas maneras continuaron las inundaciones parciales.

El río de los Remedios y el Tlalnepantla, con sus afluentes, fueron obligados a escurrir entre bordos al norte de la ciudad uniéndose en la Villa de Guadalupe. Al este de la Villa, se ramificaban nuevamente en varios canales, todos sus bordos hasta descargar el lago de Texcoco.

Existían varios vasos que regulaban los gastos de las avenidas y algunas zonas bajas sufrían serias inundaciones. Dichos vasos se encontraban entre Ticomán y Santiaguito, y las zonas bajas entre Ticomán y la Villa incluyendo esta población.

El crecimiento de la ciudad y las inundaciones provocadas por todos los ríos del Poniente, obligaron a buscar nuevas soluciones, optándose por rectificar los ríos de los Remedios y Tlalnepantla a través del Tajo de San Juan Izhuatepec (1920 - 1930) uniéndolos en Amealco. Después del Tajo se usaban los vasos del Risco para controlar las avenidas. Los canales regularizados se mandaban por el canal de Santa Coleta en donde se bifurcaban por el río Viejo de Guadalupe y el río unido y a través de puentes-canales descargaban en el lago de Texcoco. Los vasos de Amealco, existentes en la confluencia de los ríos de los Remedios y Tlalnepantla también se utilizaban para abatir las crecientes. Este proyecto se llamó desviación combinada.

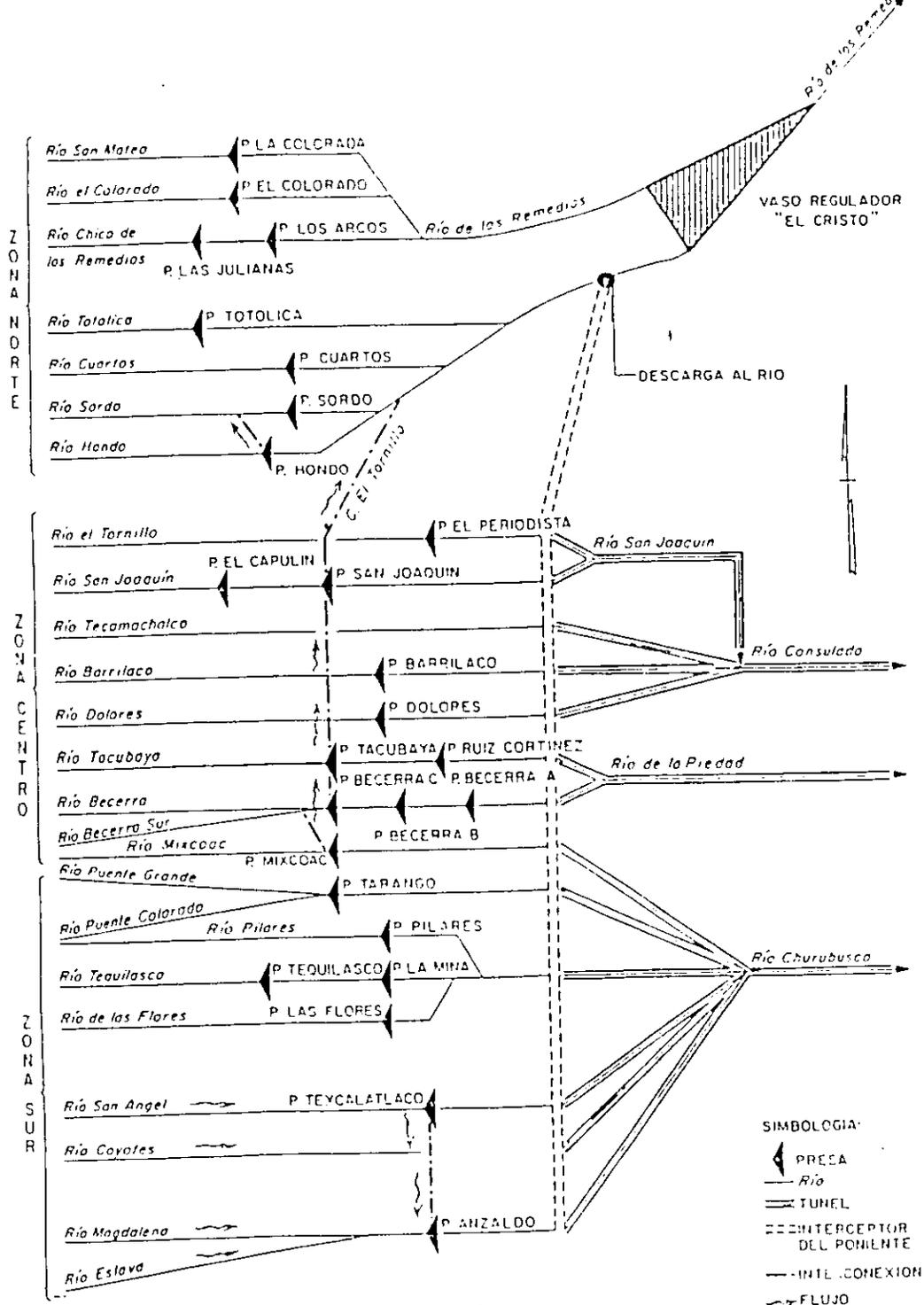
La Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas (S.C.O.P.) por conducto de su departamento de obras hidráulicas, consideró como una atinada solución, retener el agua de los ríos del poniente del valle en sus cuencas altas por medio de presas, ligadas entre sí por túneles o canales según el caso, logrando quitarles a esos ríos su carácter torrencial y previendo la capacidad muerta para depósito de azolves, los que podían disminuir anualmente construyendo pequeñas cortinas escalonadas en las partes altas de sus cuencas y reforestando paulatimamente la totalidad de ellas. La finalidad de la solución anterior era que el agua en lo posible, no saliera del Valle para tratar de aprovecharla dentro del mismo.

En 1935 el mencionado Departamento de Obras Hidráulicas de la S.C.O.P. inició la construcción de las siguientes obras:

- 1) *Las desviaciones Alta y Baja del Pedregal, que llevaban las aguas de los ríos Magdalena, Texcalatlaco y Tarango.*
- 2) *La desviación Mixcoac-Río Hondo, para derivar al río Hondo las aportaciones de los ríos: Mixcoac, Becerra, Tacubaya, Tecamachalco, San Joaquín y Tornillo por medio de una serie de túneles entre las primeros y por medio del canal del tornillo del último al río Hondo.*

Estas soluciones no fueron definitivas para aliviar el problema que constituyen los ríos del poniente. Por ello fue que se proyectó, y actualmente está en funcionamiento, el Interceptor General del poniente del Departamento del Distrito Federal que parte del río Magdalena y descarga en el río Hondo, aumentando la cuenca de la Desviación Combinada.

En la figura No. 1 se muestra en forma esquemática el sistema hidráulico presente en el lugar, el cual está compuesto principalmente por presas, túneles y canales.



1.2 ACCIONES QUE REALIZA EL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL PARA MEJORAR EL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO Y LA EFICIENCIA OPERATIVA EN LAS PRESAS DEL PONIENTE

1.2.1 Consideraciones

Las lluvias que se presentan en la ciudad de México se caracterizan por su alta intensidad y corta duración, lo que obliga a que su captación, conducción y desalojo tenía que realizarse de manera rápida y eficiente, para disminuir los riesgos de los encharcamientos e inundaciones.

1.2.2 Operación

La operación del sistema de presas del poniente sólo se lleva a cabo en la temporada de lluvias que abarca los meses de mayo a noviembre; los volúmenes de agua son almacenados en los vasos durante pocas horas, dependiendo de la intensidad y duración de la tormenta, vaciándolas posteriormente para estar en condiciones de recibir la siguiente avenida.

Las presas del poniente que forman parte del sistema de drenaje del Distrito Federal, tienen como objetivo principal regular los picos de las avenidas que se presentan en sus respectivas cuencas, derivando el agua hacia otras presas, en caso de que cuenten con túneles de interconexión, o bien, desfogando a través de sus obras de toma hacia los Interceptores del sistema de drenaje profundo de la ciudad de México; además dichas

estructuras cumplen la función de retener azolve desde donde es más económico extraerlo que de los grandes conductos.

1.2.3 Problemática

Uno de los principales problemas que sufre el sistema de presas del poniente es el crecimiento del área urbana de la ciudad que ha alcanzado los límites de las zonas federales, invadiendo principalmente sus vasos y cauces tributarios, esto aunado a las grandes cantidades de azolve y basura que son arrastrados, lo que ha propiciado una disminución en su capacidad de almacenamiento; además, los volúmenes de agua a regular se han incrementado ya que los tiempos de concentración son cada vez más cortos, esto se debe principalmente a que la mancha urbana se está devorando las áreas destinadas a los vasos, modificando con ello las condiciones de permeabilidad, ocasionando como consecuencia una reducción de la filtración natural hacia el subsuelo. La tabla # 1 proporcionada por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (D.G.C.O.H.) muestra claramente cómo la mancha urbana está ganando terreno, mientras que por el otro lado el área natural pierde terreno, cediéndolo al área suburbana para después convertirse en urbana.

Tabla 1

ÁREAS DE CUENCAS DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA

CUENCA DE
LA PRESA

ÁREA EN KM ²			
URBANA	SUBURBANA	NATURAL	TOTAL

TEQUILASCO
LA MINA
PILARES
TARANGO

2.083	1.468	9.359	13.09
0.628	0.277	0.095	1
0.74	0.166	0.04	0.946
1.462	1.818	1.602	4.882

ÁREAS DE CUENCAS ACTUALIZADAS

CUENCA DE
LA PRESA

ÁREA EN KM ²			
URBANA	SUBURBANA	NATURAL	TOTAL

TEQUILASCO
LA MINA
PILARES
TARANGO

2.914	2.306	8.274	13.494
0.479	0.211	0.41	1.1
0.637	0.143	0.21	0.99
1.351	1.679	1.92	4.95

ÁREAS DE CUENCAS A FUTURO

CUENCA DE
LA PRESA

ÁREA EN KM ²			
URBANA	SUBURBANA	NATURAL	TOTAL

TEQUILASCO
LA MINA
PILARES
TARANGO

10.795	--	2.699	13.494
1.1	--	0	1.1
0.99	--	0	0.99
4.455	--	0.495	4.95

El crecimiento de la mancha urbana, provocado por los asentamientos humanos y el cambio de las condiciones de permeabilidad, principalmente en las zonas oriente-sur y poniente del Distrito Federal y del área conurbana con

el Estado de México, obliga a mejorar las condiciones de regulación aguas arriba para poder controlar adecuadamente las aguas generadas durante las lluvias.

1.2.4 Acciones de mantenimiento

Para mejorar el funcionamiento hidráulico y la eficiencia operativa, además de mantener la capacidad de almacenamiento en el sistema de presas del poniente, se lleva a cabo el saneamiento de cauces y harrancas, se limpian y desazolvan las zonas de embalse y los vasos de las presas, así como los ríos, lagos y lagunas de regulación, extrayendo para 1993 un volumen de 800 mil m³ de azolve.

1.3 LA ZONA DEL PROYECTO

1.3.1 Localización del proyecto

El área donde se proyecta la construcción del túnel está ubicada en el fraccionamiento Lomas de Guadalupe de la Delegación Álvaro Obregón, entre los cauces conocidos como río Tequilasco y Arroyo Puerta Grande. El túnel, pasará por debajo de la Avenida Lomas de Guadalupe de la calle Gavilanes y la calzada de las Águilas.

La ubicación del área de estudio es la siguiente:

*Latitud Norte: 19° 21' 00" y 19° 22' 00"
Longitud Oeste: 99° 12' 34.7" y 99° 15' 00"*

1.3.2 Causas que generan la necesidad de elaborar el proyecto

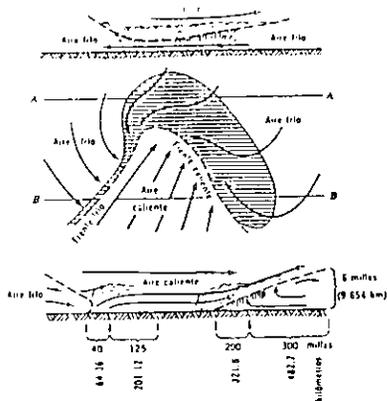
El sistema de presas del Poniente es actualmente, junto con la red de Drenaje Profundo, uno de los elementos vitales para la solución del problema de control de avenidas en zonas urbanas; la experiencia y los numerosos estudios realizados por el Departamento del Distrito Federal, han demostrado que las tormentas de gran intensidad y corta duración son los que mayormente ocasionan problemas a estas estructuras, esto debido principalmente a que:

- a) El área destinada al vaso se encuentra invadida por azolves y asentamientos humanos, entre otras cosas, que dificultan la regulación de avenidas.*
- b) La obra de toma se bloquea fácilmente con la basura que arrastra el río, los mecanismos de regulación y emergencia, constituido principalmente por válvulas y compuertas, se encuentran en malas condiciones.*
- c) Hay un aumento en las áreas impermeables, viéndose incrementados los escurrimientos y rebasadas las capacidades de las presas.*

Estas tormentas de la zona poniente, que en su mayoría son provocadas por las fuertes lluvias que se presentan, principalmente, durante los meses de julio, agosto y septiembre, representan más del 70% de la precipitación medida dentro de la ciudad, durante todo el año.

Hay que tomar en cuenta a las precipitaciones ciclónicas que sufre el país, las cuales desde hace muchos años de una manera susceptible, también provocan precipitación dentro de la zona conurbada; basta recordar el ciclón Gilberto que provocó los efectos de una de las tormentas que durante los últimos años causó grandes daños a la ciudad, la cual ocurrió los días 4 y 5 de septiembre de 1988, en la que se registraron precipitaciones puntuales desde los 51.60 mm en la estación "Tanque San Joaquín" hasta los 90.17 mm de la estación "La Venta"; que para una tormenta de corta duración en promedio, resultaron valores de intensidad muy altos. Esto se debe a que los valores registrados mostraron que en el centro del plan isoyetas tenían un periodo de retorno de 40 años lo cual implica una condición severa con lluvia.

Además estas presas fueron construidas hace más de 50 años, por tal motivo, ha surgido la necesidad de reforzar la infraestructura hidráulica en toda la zona.



Modelo de ciclón de Bjerkness. [De Engineering News-Record, 119, 193]

La figura # 3 muestra en forma esquemática el modelo de un ciclón, el cual está asociado con un calentamiento no uniforme de la superficie terrestre y la formación de diferencias de presión que mueven al aire desde puntos de presión alta hacia otros en que lo es menor.

CAPÍTULO II

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LAS PRESAS "TEQUILASCO" Y "TARANGO"

- 2.1 *Introducción*
- 2.2 *Planteamiento del problema*
- 2.3 *Descripción general de las cuencas*
 - 2.3.1 *Consideraciones generales*
 - 2.3.2 *Presa Tequilasco*
 - 2.3.3 *Derivadora Las Minas*
 - 2.3.4 *Presa Tarango*
- 2.4 *Revisión de los niveles hidráulicos dentro del vaso de almacenamiento*
 - 2.4.1 *Hidrogramas generados*
 - 2.4.2 *Gráficas elevaciones-capacidades*

2.1 INTRODUCCIÓN

Uno de los problemas que enfrentan estas presas, es el depósito de sedimentos dentro de los embalses, que proviene principalmente de la erosión en las cuencas de aporte.

En este trabajo se pretende analizar la problemática actual del azolve desde un punto de vista general, para ello se hará un análisis hidráulico con el fin de estimar la pérdida de capacidad de las presas.

2.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Este sistema de presas, tiene como función principal regular los escurrimientos en la zona, para evitar que lleguen de manera incontrolada al sistema de drenaje. Dichos embalses fueron construidos entre los años 1930-1940 por lo que su periodo de funcionamiento es de más de 50 años. Debido a la deforestación de las cuencas y al proceso de urbanización, se han acelerado la erosión del suelo, lo que ha producido grandes aportes de sedimento a las corrientes principales, sobre todo en la época de avenidas.

Una gran parte del material sólido se deposita en las presas, pero otra continúa viajando hacia "aguas abajo" hasta salir del Valle de México, o bien depositarse en algún conducto cuya capacidad no permita el transporte del sedimento.

El material sólido depositado en los embalses disminuye la capacidad de regulación de avenidas, poniendo en peligro a la presa y a las estructuras situadas aguas abajo; debido a que este material se va acumulando y al mismo tiempo va obstruyendo los caminos de acceso, hacia aguas abajo dificultando (compuestas, válvulas y conductos de emergencia) el paso de la corriente lo que ocasionaría inundaciones en áreas contiguas a la zona.

2.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS CUENCAS "TEQUILASCO" Y "TARANGO"

2.3.1 Consideraciones generales

Para determinar la magnitud del problema de sedimentación en las presas "Tequilasco" y "Tarango", se consultó el estudio hidrológico elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM denominado "Diagnóstico hidrológico de las presas del Poniente" 1992. (ref. 2), con el objeto de conocer más detalladamente las condiciones en que están operando estas presas. Para ello conviene dar una pequeña descripción de cada uno de estos embalses.

2.3.2 Presa Tequilasco

Localizada en la cuenca del río Tequilasco en la colonia La Peñita, en el pueblo de Tetelpan, Delegación Álvaro Obregón, D.F.

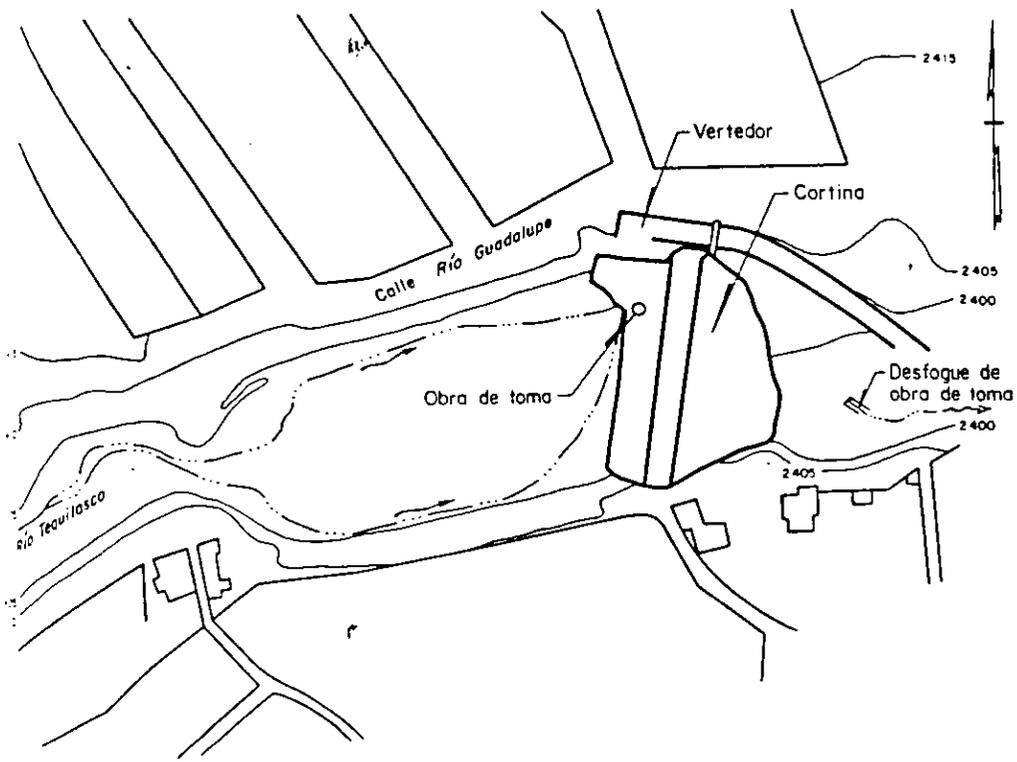
El 15.90% del área de la cuenca se encuentra urbanizada, el 12.60% es suburbana y el 71.50% es natural.

La cortina es de materiales graduados, con chapa de enrocamiento y taludes de 2:1 en ambos parámetros, su altura es de aproximadamente 15 metros. La obra de toma consiste en un conducto circular que en su parte inicial presenta una estructura de rejillas y orificios circulares, alojados en una caja de sección trapezoidal sobre la margen izquierdo interconectada a una obra auxiliar del tipo pozo de visita, ubicada entre la cortina y la obra de toma, antes mencionada.

El vertedor es de canal lateral con descarga libre, localizado sobre la margen izquierda; el cual descarga a una rápida y al final tiene una estructura de dentellones.

El vaso se encuentra con azolves y basura.

Esta presa no está interconectada, pero sus excedencias y descargas van a dar a "La Mma" que se encuentra aguas abajo sobre el mismo cauce. Esta presa generalmente derrama por el vertedor durante la época de lluvias, debido a que la obra de toma se bloquea fácilmente con la basura que arrastra el río. Esto lo podemos apreciar en la figura # 4.



TOPOGRAFIA DEL VASO DE LA
PRESA TEQUILASCO

La tabla # 2 muestra las características de la cuenca, en ella se puede apreciar la magnitud del problema, sobresaliendo principalmente la pérdida de capacidad del embalse hasta el año de 1989.

Tabla 2
CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA

Nombre de la presa: TEQUILASCO	Hoja
--	------

Área total, km ²	Área urbana, km ² 2,083	Área natural, km ² 9,359	Área suburbana, km ² 1,648
Coef. de escurrimiento ponderado 0,069	Coef. de escurrimiento 0,300	Coef. de escurrimiento 0,016	Coef. de escurrimiento 0,80
Tiempo de concentración en área natural, horas 1,073			

CARACTERÍSTICAS DE LA CORRIENTE PRINCIPAL

		1970	1986
Nombre de la corriente principal	Longitud, km	10,320	9,890
Río Tequilasco	Pendiente	0,07691	0,08393

CARACTERÍSTICAS DEL VASO

	1970*	1980
Capacidad útil, m ³	58,500	47,250
Elevación capacidad útil, msnm, NAMI	2,408,00	2,408,75
Capacidad de sobre almacenamiento, m ³	---	---
Elevación capacidad muerta, msnm, NAMI	---	---
Elevación sobre almacenamiento, msnm, NAMI	58,500	48,460
Capacidad de azolves, m ³	2,408,00	2,408,86
Elevación de los asentamientos más bajos, msnm 2,410,00	Pérdida actual de capacidad al NAMI 19,23%	

* Datos IPESA

2.3.3 Derivadora Las Minas

Localizada en la subcuenca del río Tequilasco en la colonia Lomas de Los Ángeles de Tetelpan, Delegación Álvaro Obregón, D.F.

El 62.80% del área de la cuenca se encuentra urbanizada, el 27.70% es suburbana y el 9.47% es natural.

Esta presa, es propiamente una derivadora de mampostería de sección vertedora, su altura es de aproximadamente 13.20 metros y contiene una compuerta rectangular en la sección máxima de la cortina vertedora. Mediante esta pequeña derivadora los escurrimientos del río son derivados al vaso que se formó por las excavaciones de una antigua mina explotada a cielo abierto; de ahí el nombre de la Mina. Los gastos llegan al vaso de la Mina a través de dos conductos rectangulares controlados por compuertas deslizantes. El vaso de la Mina se encuentra libre de azolves y basura; presenta en su salida una plataforma con pared vertical, en la cual se aloja un orificio circular controlado por una compuerta deslizante, que se opera desde la parte alta de la plataforma; este orificio controla el volumen de almacenamiento en el vaso.

La única obra de excedencias es la misma cortina vertedora de la derivadora, tal y como se muestra en la figura # 4-A.

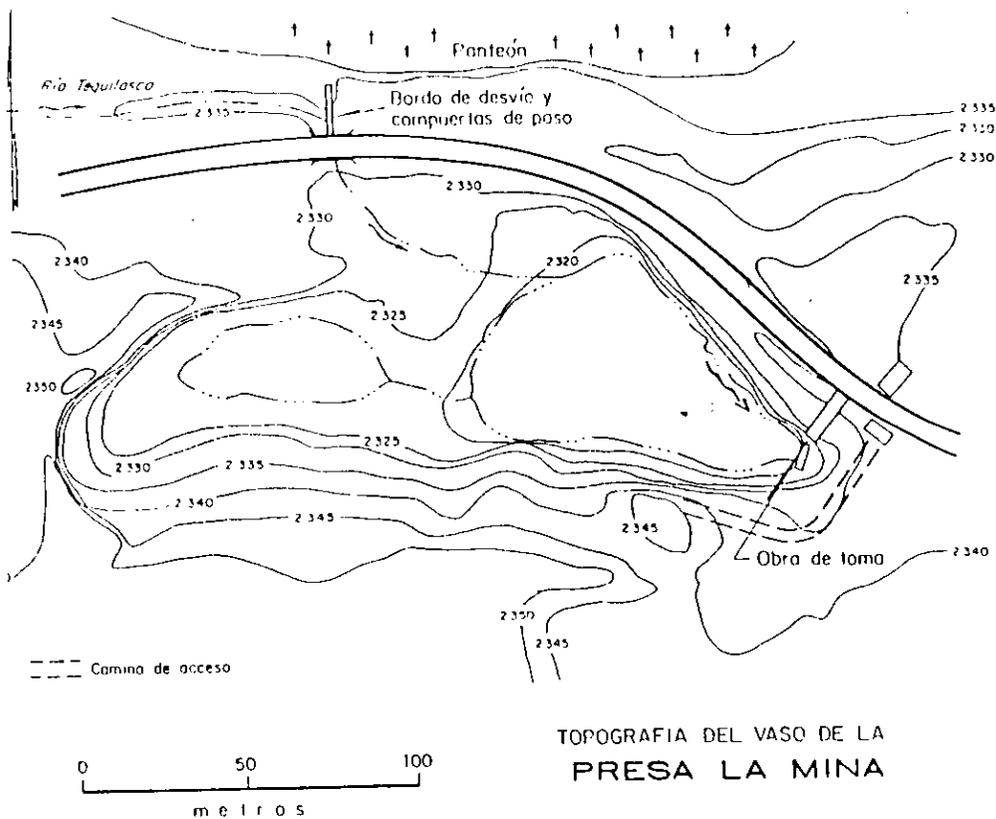


Fig. # 4

Tabla 3
CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA

Nombre de la presa:	LA MINA	Hoja
---------------------	---------	------

Área total, km ²	Área urbana, km ²	Área natural, km ²	Área suburbana, km ²
1.000	0.678	0.0947	0.277
Coef. de escurrimiento ponderado	Coef. de escurrimiento	Coef. de escurrimiento	Coef. de escurrimiento
0.198	0.250	0.020	0.080
Tiempo de concentración en área natural, horas			
0.452			

CARACTERÍSTICAS DE LA CORRIENTE PRINCIPAL		1970	1986
Nombre de la corriente principal	Longitud, km	2.000	2.000
	Pendiente	0.03240	0.02726
Río Tequilasco			

CARACTERÍSTICAS DEL USO		1979*	1989
Capacidad útil, m ³		---	37,350
Elevación capacidad útil, msnm NAIMO		---	2,335.15
Capacidad muerta, m ³		---	---
Elevación capacidad muerta, msnm NAIMO		---	---
Capacidad de sobre almacenamiento, m ³		80,000	37,350
Elevación sobre almacenamiento, msnm NAIMO		---	2,335.15
Capacidad de azolves, m ³		---	---
Elevación de los asentamientos más bajos, msnm		Pérdida actual de capacidad al NAIMO	
2,335.15		---	

* Datos IPESA

2.3.4 Presa Tarango

Localizada en la cuenca de los ríos Puerta Grande y Puente Colorado, en la colonia Las Águilas en la Delegación Álvaro Obregón, D.F. El 29.95% del área de la cuenca se encuentra urbanizada, el 37.24% es suburbana y el 32.81% es natural.

La cortina es de mampostería con taludes prácticamente verticales tanto aguas arriba como aguas abajo.

La obra de toma consiste en un conducto circular, se inicia en una torre rectangular con rejillas, cuyo gasto se controla mediante una compuerta deslizante, que se opera desde una caseta localizada inmediatamente al pie de la cortina aguas abajo. Existen dos orificios circulares que se construyen como obra de toma para riego, actualmente funcionan para ayudar al vertedor, en caso necesario.

El vertedor se localiza en el cuerpo de la cortina en el extremo de la margen derecha, y descarga a un canal en rápida, como lo podemos apreciar en la figura # 5.

El vaso se encuentra regularmente azolvado, pero libre de basura; tampoco existe invasión por causas habitación.

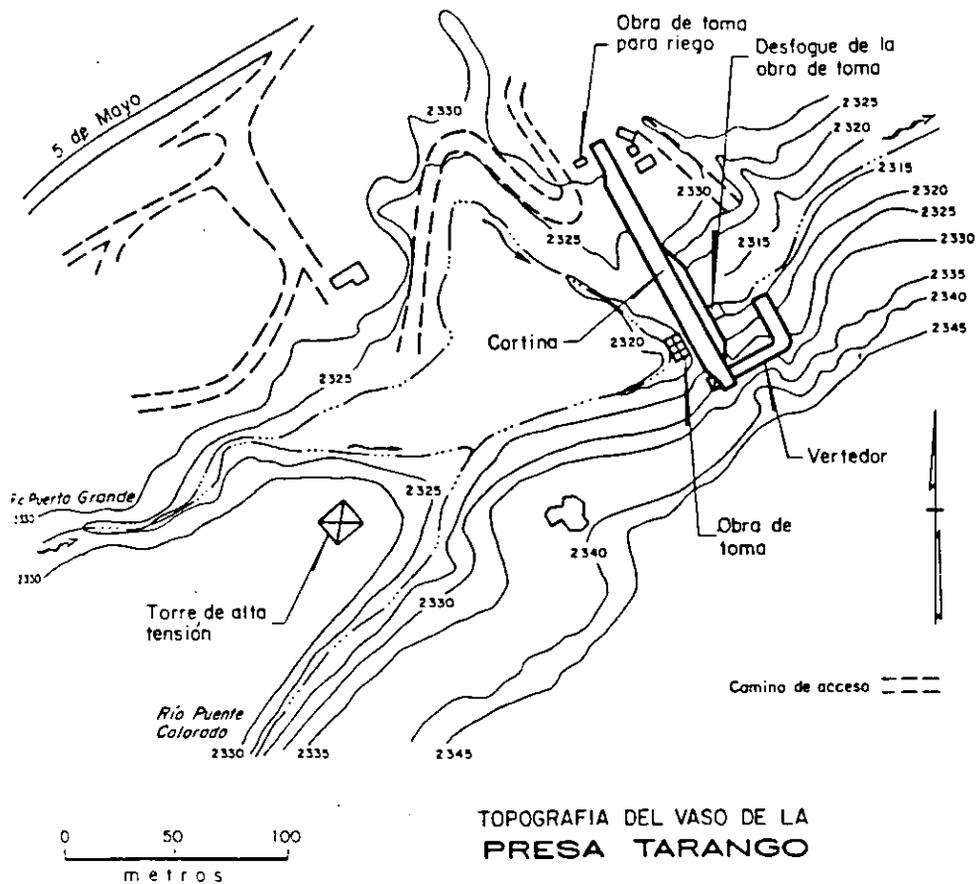


Fig. # 5

Tabla 4
CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA

Nombre de la presa:	Hoja
TARANGO	

Área total, km ²	Área urbana, km ²	Área natural, km ²	Área suburbana, km ²
4.882	1.462	1.602	1.818
Coef. de escurrimiento ponderado	Coef. de escurrimiento	Coef. de escurrimiento	Coef. de escurrimiento
0.156	0.400	0.020	0.080
Tiempo de concentración en área natural, horas			
0.699			

CARACTERÍSTICAS DE LA CORRIENTE PRINCIPAL

	1970	1986
Nombre de la corriente principal		
Puerta Grande	4.760	4.500
Pendiente	0.03012	0.4457

CARACTERÍSTICAS DEL VASO

	1979*	1989
Capacidad útil, m ³	272,000	246,460
Elevación capacidad útil, msnm, NAIMO	2,332.89	2,332.51
Capacidad muerta, m ³	---	---
Elevación capacidad muerta, msnm, NAIMN	---	---
Capacidad de sobre almacenamiento, m ³	---	258,420
Elevación sobre almacenamiento, msnm, NAIMÉ	---	2,332.77
Capacidad de azolves, m ³	---	---
Elevación de los asentamientos más bajos, msnm	Pérdida actual de capacidad al NAIMO 9.59%	

* Datos IPESA

2.4 REVISIÓN DE LOS NIVELES HIDRÁULICOS DENTRO DEL VASO DE ALMACENAMIENTO

Con el propósito de conocer la variación de los niveles de agua dentro del vaso de almacenamiento en las presas Tequilasco y Tarango, en donde se pretende construir el túnel de transferencia, se retomó el estudio hidrológico realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (ref. 11).

Este estudio tuvo como finalidad conocer la evolución de los niveles de agua dentro del vaso, así como estimar qué tanto terreno se ha ido perdiendo debido a la invasión de las áreas destinadas a los vasos de almacenamiento por parte de asentamientos humanos u otro tipo de edificaciones.

Para comprender mejor este estudio se dará una pequeña definición del concepto tránsito de avenidas y cuál es su propósito.

Tránsito de avenidas: El tránsito de avenidas consiste en una simulación de avenidas o paso de una onda de avenida por un vaso de almacenamiento que permite conocer el comportamiento hidráulico del vaso y de sus estructuras de control.

Esta simulación tiene como propósito:

- a. Estimar el gasto máximo de descarga.*
- b. Conocer la capacidad de sobrealmacenamiento del vaso*
- c. Fijar el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME).*

- d. *Conocer la evolución de los niveles de agua dentro del vaso de almacenamiento para confirmar si la regla de operación seleccionada (política de salidas por la obra de excedencias y la obra de toma) es adecuada, de manera que al presentarse la avenida no se pongan en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas aguas abajo.*

Los principales objetivos que debe cumplir una política de operación de compuertas son:

- a. *Garantizar la seguridad de la presa evitando que el nivel del agua sobrepase el NAME.*
- b. *Reducir los gastos de descarga para evitar daño aguas abajo de la presa.*
- c. *Permitir un almacenamiento adicional una vez que la avenida empieza a descender y termina el periodo de avenidas.*

Para realizar el tránsito de avenidas el Instituto de Ingeniería fija las siguientes políticas de operación:

- a. *Con el vaso al inicio vacío y las tormentas de revisión ($T_r = 500$ 100 años), para las siguientes políticas de operación: con la obra de desfogue cerrada condición C1 y abierta a la mitad de su capacidad condición C3 y completamente abierta condición C2.*

- b. Con el vaso al inicio lleno, las tormentas de revisión ($Tr = 50$ ó 100 años) y con el desfogue de fondo abierto, condición C4.
- c. Con el vaso al inicio vacío, la tormenta con $Tr = 10$ años (condición máxima) y con el desfogue totalmente abierto, es decir, aceptando que haya o pueda haber invasiones.
- d. Con el vaso al inicio vacío y tormenta de revisión de $Tr = 5$ años (condición mínima) y con el desfogue cerrado, para aprovechar toda la capacidad de regulación del vaso sin tomar en cuenta invasiones.

Las características de la tormenta y condiciones de urbanización fueron propuestos por el Instituto de Ingeniería.

Por otra parte, se definieron como presas grandes las que tienen una capacidad mayor de $120,000 \text{ m}^3$, quedando comprendida dentro de estas la presa "Tarango". Como presas chicas quedaron "Tequilasco" y "La Mina" porque su capacidad es inferior.

Para la revisión de operación de las presas grandes se manejó una tormenta de periodo de retorno de 100 años y una duración de 4 horas. Lo que significa que en un promedio de 100 años se puede presentar un evento con una precipitación máxima con un periodo de 4 horas. En cambio, las presas pequeñas se revisaron con una tormenta con un periodo de retorno de 50 años y una duración de 2 horas.

2.4.1 Hidrogramas generados

Con las consideraciones anteriores, se procedió a generar los hidrogramas para cada una de las cuencas presentándose los valores de los gastos máximos, tiempos de pico y base, como se muestra en la tabla # 5

Hidrograma para revisión de vasos

Presa	<i>d = 4 hrs</i>			<i>d = 2 hrs</i>		
	<i>Tr = 100 años</i>			<i>Tr = 50 años</i>		
	<i>Qp</i> <i>(m³/s)</i>	<i>tp</i> <i>(hrs)</i>	<i>tb</i> <i>(hrs)</i>	<i>Qp</i> <i>(m³/s)</i>	<i>tp</i> <i>(hrs)</i>	<i>tb</i> <i>(hrs)</i>
Tequilasco				67,000	1,75	5,50
La Mina				7,405	1,50	3,75
Tarango	29,478	2,50	7,00			

Tabla 5

Una vez definidas las condiciones de operación, se procedió a realizar la simulación, lo que nos permitiría evaluar en forma correcta el comportamiento de los vasos entre fenómenos naturales, como lo son las precipitaciones pluviales, ciclones y tormentas.

El tránsito de avenidas realizado por el Instituto de Ingeniería arrojó los siguientes resultados:

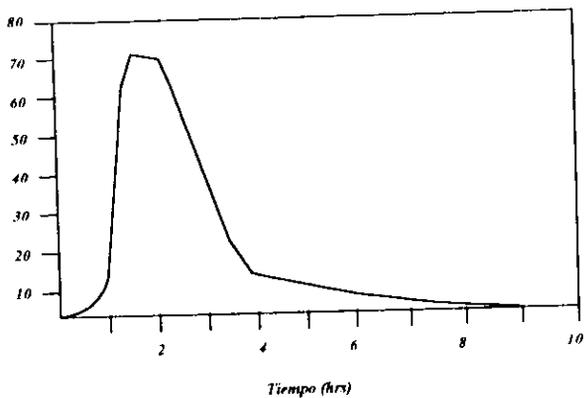


Fig. 6. Hidrogramas de Salida. Presa Tequilasco

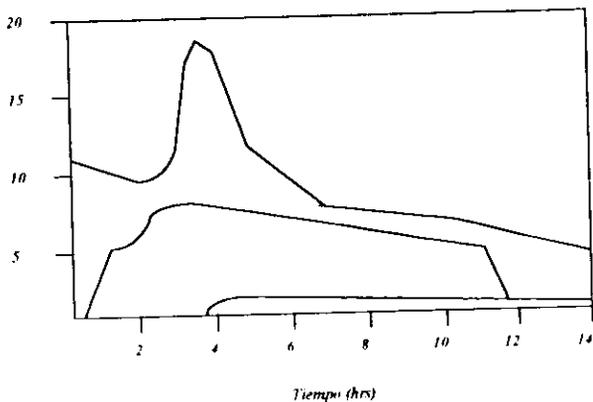


Fig. 7. Hidrogramas de Salida. Presa Tarango

Comentarios: En la figura 6 se observa que los escurrimientos son constantes, para todas las políticas de operación, por lo que esta presa no regula adecuadamente dichos escurrimientos, por otro lado, la figura 7

presenta una gráfica, en donde podemos apreciar con claridad cómo los escurrimientos varían dependiendo de la política de operación que se le aplique, por lo que esta presa regula adecuadamente las avenidas que se le presenten.

De los resultados obtenidos por el análisis se pudieron observar las siguientes características (tabla 6) y se pudo concluir lo siguiente:

Presa	Elevaciones O.T. (msnm) Corona Vertedor			Revisión Presas					
				Tr = 100 años			Tr = 50 años		
				Qe	Qs	E	Oe	Qs	E
Tequilasco	2403.03	2406.75	2410.42				67.000	63.590	2410.69
								63.590	2410.65
								63.590	2410.67
								63.590	2410.65
Tarango	2319.28	2332.51	2333.25	29.478	0.000	2331.42			
					6.340	2329.03			
					0.760	2331.30			
					16.660	2333.04			

Tabla 6

1. Presa Tequilasco

El gasto de entrada (Qe = 67,000) es igual al gasto de salida (Qs = 63,590 m³/seg.), por lo que no tiene capacidad para regular avenidas.

Los niveles máximos alcanzados por el agua dentro del vaso (Elev. 2410.69 msnm) superan a la de la corona de la cortina (2410.42 msnm) ocasionando que brinque por encima de la corona.

2. Presa Tarango

El gasto de entrada ($Q_e = 29.478 \text{ m}^3/\text{seg.}$) es muy superior al gasto de salida ($Q_s = 16.66 \text{ m}^3/\text{seg.}$) condición máxima de operación.

Esta presa regula adecuadamente los gastos para cada una de las condiciones de operación.

Los niveles máximos alcanzados por el agua dentro del vaso (Elev. 2333.04 msnm) son inferiores a los de la corona de la cortina (2333.25 msnm), por lo que esté en condiciones de recibir los escurrimientos provenientes de la presa Tequilasco.

3. Derivador Las Minas

Esta presa presenta los mismos problemas que la presa Tequilasco.

2.4.2 Gráficas de elevaciones-capacidades

Con este mismo estudio se pudo apreciar con exactitud qué presas presentan problemas de invasión y el riesgo que se generaría al presentarse una avenida. Para ello se presentan a continuación las curvas para cada una de las cuencas en estudio:

a. Presa Tequilasco

Los niveles alcanzados por los asentamientos humanos (2410.00 msnm) provocan problemas de inundación, pues como se observa en la figura 8, la

corona de la presa tiene una elevación de 2410.42 y esta misma es superada por los escurrimientos al presentarse una avenida, situación que pone en peligro a la población y áreas aledañas a la cuenca.

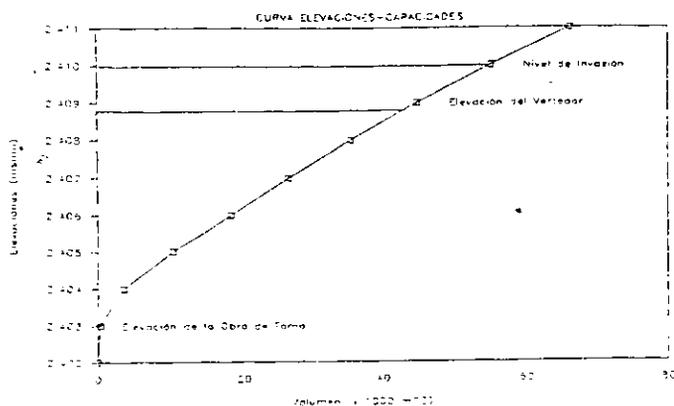


Fig. # 8

b. Derivadora Las Minas

El nivel de invasión se encuentra por debajo de la cresta vertedora, situación que dificulta la regulación de avenidas, pues al presentarse una tormenta, la presa estará limitada a las elevaciones alcanzadas por los asentamientos humanos. Ver figura # 9.

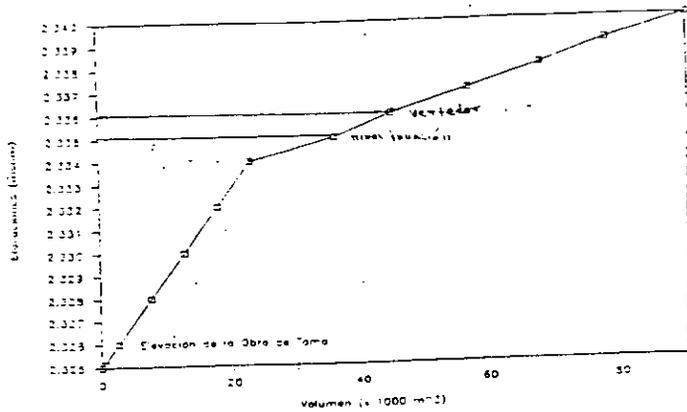


Fig. # 9

c. Presas Tarango

Esta presa no presenta problemas de invasión y se encuentra en buenas condiciones. Fig. 10.

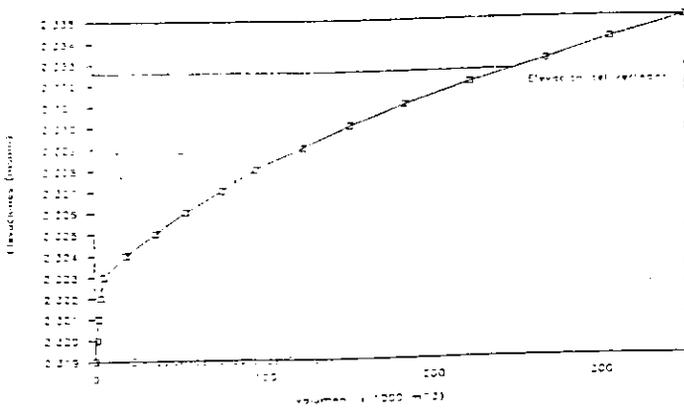


Fig. # 10

CAPÍTULO 3

ESTUDIOS BÁSICOS

- 3.1 *Aspectos Hidrológicos*

- 3.2 *Aspectos Geológicos*
 - 3.2.1 *Geología regional*
 - 3.2.2 *Geología local*
 - 3.2.2.1 *Geomorfología*
 - 3.2.2.2 *Formación Tarango*

- 3.3 *Aspectos geotécnicos*
 - 3.3.1 *Aspectos generales*
 - 3.3.2 *Pruebas de laboratorio*
 - 3.3.3 *Unidades litológicas*
 - 3.3.4 *Portal de entrada*
 - 3.3.5 *Portal de salida*
 - 3.3.6 *Túnel de transferencia*

- 3.4 *Levantamientos topográficos*

CAPÍTULO 3

ESTUDIOS BÁSICOS

3.1 ASPECTOS HIDROLÓGICOS

Los escurrimientos que se dirigen hacia la Ciudad de México, se originan a lo largo de la Sierra de las Cruces; en la parte sur abarcan terrenos de fuertes pendientes, con escasos bosques o zonas arboladas y una zona urbana que se extiende hasta el centro del Valle de México. Hacia el norte, las pendientes son más suaves y existen algunas zonas de cultivo.

Los gradientes siguen una dirección general de poniente a oriente y originan los escurrimientos de los cinco principales ríos que atraviesan la ciudad, los cuales son los ríos Churubusco, de la Piedad, Consulado, Hondo y el de los Remedios.

Estos ríos, así como sus tributarios, se alimentan de las lluvias que caen en toda la zona poniente de la ciudad. Esta precipitación representa un 80% de los volúmenes totales de precipitación que caen sobre todo el Valle de México.

La principal característica del río Tequilasco junto con otros ríos es que los escurrimientos torrenciales, que causan problemas de inundación y vialidad dentro de la ciudad, se generan durante la temporada de lluvias, que abarca desde junio hasta julio-septiembre.

La precipitación media anual alcanza los 1000 mm, con una temperatura media de 15.5 °C. Esto según las estaciones climatológicas de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (S.A.R.H.) Estas características las podemos observar en la figura número 11 las cuales fueron proporcionadas por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (I.N.E.G.I.).

3.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS

3.2.1 Geología Regional

Conviene mencionar para comprender mejor la problemática que plantean los suelos de la Ciudad de México y su zona conurbada; cuál es su origen y formación.

Del Valle de México, se puede decir que, antes del Pleistoceno se encontraba abierto en el sur, drenaba a través de dos grandes cañadas que seguían más allá de los valles de Cuernavaca y Cuautla. A fines del Pleistoceno en el cuaternario se forman enormes grietas, por ellas emergen infusiones de basalto que forman una cortina natural dando lugar a la Sierra de Chichiautzin, cerrando la cuenca y formando varios lagos que durante la época glacial se unieron en uno solo. En la actualidad sólo quedan vestigios constituidos por los lagos de Texcoco y Xochimilco.

En estas condiciones ya propiamente de embalsamiento, los ríos cuyos escurrimientos reconocían al valle, forman conos de deyección depositando

materiales aluviales muy heterogéneos, hacia la parte central limos y arenas, esto ocurre durante los periodos de intensas lluvias. La actividad volcánica del sur, donde se han identificado 120 conos cineríticos, arrojan gran cantidad de cenizas y vidrios volcánicos, que se depositan sobre los sedimentos acarreados y al alterarse mediante un proceso físico-químico, en un medio acuoso, dan lugar a suelos arcillosos de espesor variable, en ocasiones con contenidos de humedad muy altos y estructura floculenta que los hace muy compresibles.

Durante las largas épocas de sequía, se formaron costras endurecidas por la desecación, o bien formadas por materiales granulares producto de la acción volcánica.

3.3.2 Geología local

Zona de lomas

El área de estudio se encuentra localizada en la parte poniente de la Cuenca del Valle de México, en la zona de lomas al nivel de la cota 2520 msnm, es decir, aproximadamente 280 metros sobre el nivel promedio del valle (2240 msnm). La zona de lomas está formada por rocas y depósitos de origen volcánico y algunos depósitos sedimentarios asociados al vulcanismo.

Estas lomas fueron formadas durante el Terciario (70 m.a) por series de eventos volcánicos explosivos, que arrojaron nubes ardientes, lahares,

avalanchas, capas de cenizas y pómez que se solidificaron sobre la antigua topografía del evento explosivo anterior, en contacto erosional.

Así, la secuencia donde se pretende alojar el túnel es actualmente un elemento positivo desde el punto de vista topográfico: es una costilla formada entre los ríos Tequilasco y Tarango. Pero cuando esta secuencia "bajo" del conducto volcánico, la topografía era un elemento negativo; es decir, era una barranca o un valle. En otras palabras tenemos una inversión topográfica.

Esta situación puede ser importante al localizar el sitio geológico más adecuado para alojar el túnel, como se verá más adelante.

La topografía antigua sobre la que está la secuencia vulcano-estratigráfica, es una toba de composición pumítica muy consolidada. Esta toba de color rosa, aunque tiene una distribución regional no tiene un nombre geológico formal, por lo que en adelante, en este trabajo será nombrado como "toba rosa".

Como se mencionó, la parte más alta de la loma actual, coincide con la parte más baja de la topografía de la toba rosa, por lo que se forma una "cuenca" sepultada, como la toba rosa se encuentra en cualquier caso bajo la subrasante del túnel, pudiera parecer que no fuera importante para fines constructivos, sin embargo, su forma cóncava y al estar entre 30 - 50 metros bajo el nivel del parteaguas, la hacen susceptible si no de contener un acuífero, si es factible que tenga mantos colados, en presencia de los cuales los cuerpos arenosos de esta secuencia son inestables.

3.3.2.1 Geomorfología

Geomorfológicamente la zona se caracteriza por presentar un conjunto de lomas alargadas y suaves con dirección E-W, las cuales descienden hacia el Valle. También se encuentran disectadas por arroyos que corren en esa misma dirección y que ocasionan cañadas cuya profundidad alcanza los 50 metros.

Algunas de estas cañadas, se originaron como producto de una serie de fallas normales que tienen hasta la zona de Mixcoac, una caída hacia el norte principalmente.

3.3.2.2 Formación Tarango

La formación sobre la que se ubica el área de estudio, es la formación Tarango, por lo que a continuación se describe de manera muy general. Ésta recibe su nombre por la población del mismo nombre que se localiza al sw de Mixcoac (SW de la Cuenca del Valle de México), donde afloran paleosuelos, tobas, brechas, lahares, flujos piroclásticos, capas de pómez, conglomerados y arenas fluviales. Estos depósitos se relacionan con la actividad volcánica del volcán San Miguel al Poniente del Valle de México.

Esta actividad volcánica se ha dividido en los siguientes cinco ciclos eruptivos (Mooser, Montiel y Zúñiga, en proceso).

- a) *Flujos piroclásticos (Arenas Azules).*

- b) *Erupciones piroclásticas de composición riodáciticas, constituidas por clastos micropumíticos.*
- c) *Erupciones de pómez (3), con paleosuelos intercalados.*
- d) *Flujo piroclástico, constituido por pómez y fragmentos de roca.*
- e) *Erupciones de polvo fino (nubes ardientes), que consisten de tobas amarillas separadas por paleosuelos y capas de pómez.*

Las localidades donde se observa la formación Tarango presenta arenas poco consolidadas de color café claro que alternan con coladas de lava y tobas poco compactos, presentando ocasionalmente cuerpos lenticulares de caliza. El espesor de esta formación varía entre los 70-200 metros y su edad corresponde al Plioceno superior-Cuaternario inferior.

El origen de esta formación es consecuencia del relleno de valles y cuencas lacustres cerradas acompañadas por una intensa actividad ígnea, que produjo una serie de depósitos granulares provenientes de la zona montañosa hacia el valle.

3.3 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

3.3.1 Aspectos generales

Para investigar la presencia de oquedades en el subsuelo, características estratigráficas, propiedades índices, de resistencia al corte y deformabilidad de los materiales que forman los distintos estratos se

realizaron una serie de exploraciones geofísicas, con la finalidad de verificar la interpretación geológica de la zona de estudio.

3.3.2 Pruebas de laboratorio

La exploración se realizó sobre el eje del túnel de tal forma que los materiales explorados en el subsuelo fueran representativos de los que cortará el túnel.

A las muestras obtenidas se les determinó principalmente:

Clasificación manual al tacto

Contenido de humedad natural

Granulometría

Peso volumétrico

Considerando las observaciones de campo y los resultados obtenidos del laboratorio, se realizaron los perfiles del subsuelo obtenidos de los sondeos, este perfil podemos observarlo en el anexo

3.3.3 Unidades litológicas

Las pruebas de laboratorio hechas en los materiales así como las observaciones geológicas, permiten clasificar cinco unidades geotécnicas, de las cuales tres serán cortadas por el túnel Tequilasco-Tarango (U3, U4, U5) y tres en la zona de los portales (U1, U2, U3), y se describen brevemente a continuación:

- U1.- **Depósito aluvial.**- Esta unidad presenta fragmentos de roca andesítica empacados en toba pumítica arenosa de color amarilla. Es masiva y los fragmentos se encuentran bien cementados. Será cortado aproximadamente en los primeros 10 m del portal de entrada y en los últimos 10 m del de salida.
- U2.- **Lahar Retrabajado.** Consiste de fragmentos de roca empacados en una matriz limo-arenosa de color amarillo o café claro de consistencia firme y de baja plasticidad. Es resistente y masiva, de la fracción fina se obtuvieron los siguientes parámetros: peso volumétrico entre 1.744 y 2.11 ton/m^3 y valores de contenido de humedad entre 5 y 12%. Se presenta entre los cadenamientos aproximados 0:000 a 0:107 y 0:480 a 0:485.
- U3.- **Lahar Soldado.** Se encuentra constituido por fragmentos de andesita de tamaño menor a 40 cm. de forma irregular y poco alterados, que se encuentran rodeados por una matriz arenosa, con algunas gravas. La matriz de esta unidad se clasificó como una arena bien graduada con gravas pumíticas y limo del mismo material, no cohesivos, con micas y algunas gravas líticas. El limo presenta textura pastosa. Los parámetros obtenidos de la fracción fina son contenido de humedad entre 25.4 a 34.194% y peso volumétrico entre 1.790 y 2.08 ton/m^3 . Se presenta entre los cadenamientos aproximados 0:017 a 0:110 y 0:375 a 0:480.

U14.- **Estratos de Arena.** En laboratorio se clasificó como una arena fina, media y gruesa café grisáceo y gris oscuro con algunas gravillas de color gris oscuro de hasta 1" con pocos finos de limo no cohesivos, arcillas y materia orgánica olorosa. Presenta valores de contenido de humedad entre 19.6 y 36.7%. Se localiza en los cadenamientos aproximados 0+110 a 0+224 y 0+304 a 0+375.

U15.- **Toba Café.** Es una toba piroclástica de color café claro al intemperismo y café oscuro en roca fresca. La fracción rocosa corresponde a andesita y la fracción fina arena-arena limosa de color café. Los cadenamientos aproximados donde se cortará son: 0+224 a 0+304.

3.3.4 Portal de Entrada

El cauce del río Tequilasco está labrado en depósitos recientes (U1 y U2) con buena trabazón, consisten de gravas y boleos y cantos rodados empacados en una matriz limo arenosa de origen tobáceo. En la parte superior de la margen derecha se identifica una toba limo arenosa que presenta cortes verticales mayores a 3 metros.

En la margen izquierda existen rellenos y suelos orgánicos que cubren a la formación con un espesor de 1 a 2 mts. descubriéndose después el material conglomerado, cuya extensión a partir del cauce puede ser del orden de 30 m.

El emportalamiento en dichos materiales (margen izquierda del río Tequilasco) es factible mediante cortes 0.6:1 (horizontal:vertical) y hermas de 3.0 m a cada 5 m de altura, protegidos con concreto lanzado y malla electrosoldada.

Los cortes se minimizan si se recorriera el portal unos metros aguas arriba (del orden de 20 m), para aprovechar la existencia de taludes naturales casi verticales con alturas del orden de 12 m.

3.3.5 Portal de Salida

En el río Tarango, la margen derecha está formada por un lahar retrabajado (redepositado), que está caracterizado por una cohesión del orden de 4 kg/cm² y un ángulo de fricción interna de $\phi = 38^\circ - 40^\circ$ de acuerdo a la experiencia en zonas encinas, por lo que soporta cortes verticales de 40 m o más.

La salida del túnel de transferencia se ubica en una pared vertical de dicha formación y no plantea problemas especiales, con la condición de utilizar métodos suaves de excavación, para evitar el aflojamiento y la sobreexcavación. Conviene diseñar un dissipador de energía para evitar daño excesivo a la margen izquierda (toba limo arenosa).

3.3.6 Túnel de Transferencia

Los primeros y los últimos 100 m de túnel se ubican en el lahar cementado, cuyas propiedades se han mencionado y presenta buenas

condiciones para su excavación siendo posiblemente auto soportante en el claro de 4.0 m.

Con la elevación de la subrasante (2476 msnm) que se está manejando, aproximadamente dos estratos de 110 y 95 m de extensión ubicados en la parte central del túnel. Estarán englobados en arena de baja cementación que pertenece a la conocida arena azul que se utiliza para agregados de concreto. Sus propiedades "in situ" se han obtenido cohesiones en promedio de 0.2 kg/cm² y ángulo de fricción de 30° a 33°. Un factor que puede agravar las condiciones para la estabilidad de la excavación, sería la presencia de agua, la cual es posible como manto colgado.

Si se excava el túnel, manteniendo el techo en el material cementado (lahar soldado), es posible que la excavación solamente tenga problemas moderados de estabilidad en las paredes (excepto bajo un manto colgado).

Es muy importante prever el tratamiento de las juntas y a la periferia del revestimiento definitivo, con inyección de contacto de mezclas estables, para garantizar la ausencia de fugas que puedan socavar y erosionar el material circundante del túnel y producir daños a la estabilidad de éste.

3.4 LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS

Para definir el trazo geométrico en planta y perfil se procedieron a realizar los trabajos topográficos correspondientes; en el control altimétrico se utilizó el banco de nivel B(S08W08)I con elevación de 2567.522 msnm

(1989) ubicado sobre la calle Calzada de las Águilas, entre las calles Prolongación Av. Centenario y Cerrada Penélope.

El sistema coordenado de referencia fue arbitrario y se orientó astronómicamente considerando como línea de partida aquella definida por los vértices V-6 y V-5, asignando las coordenadas $X = 1000$ y $Y = 1000$ al vértice V-1.

De los cálculos realizados en gabinete las precisiones obtenidas en los trabajos de campo fueron las siguientes:

Cierre lineal:	1/51326
Tolerancia en la nivelación	5 mm/1 km

Los planos elaborados son: el plano general de trazo, los de la configuración topográfica del portal de entrada y del portal de salida. Estos planos se presentan en el anexo I.

CAPÍTULO IV

4. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

4.1 Túnel de interconexión

4.2 Estructura derivadora

4.3 Canal de descarga

4.4 Estructura terminal

DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

4.1 TÚNEL DE INTERCONEXIÓN

La Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (D.G.C.O.H.) del Departamento del Distrito Federal (D.D.F.) ha planeado la construcción de un túnel de transferencia que desvíe las aguas broncas que bajan por el cauce de la Barranca del Río Tequilasco, a la Barranca del Río Tarango, donde pueden ser controladas con mayor seguridad. El túnel inicia sobre el cauce Tequilasco y termina en el cauce Arroyo Puerta Grande, como se muestra en la figura 12

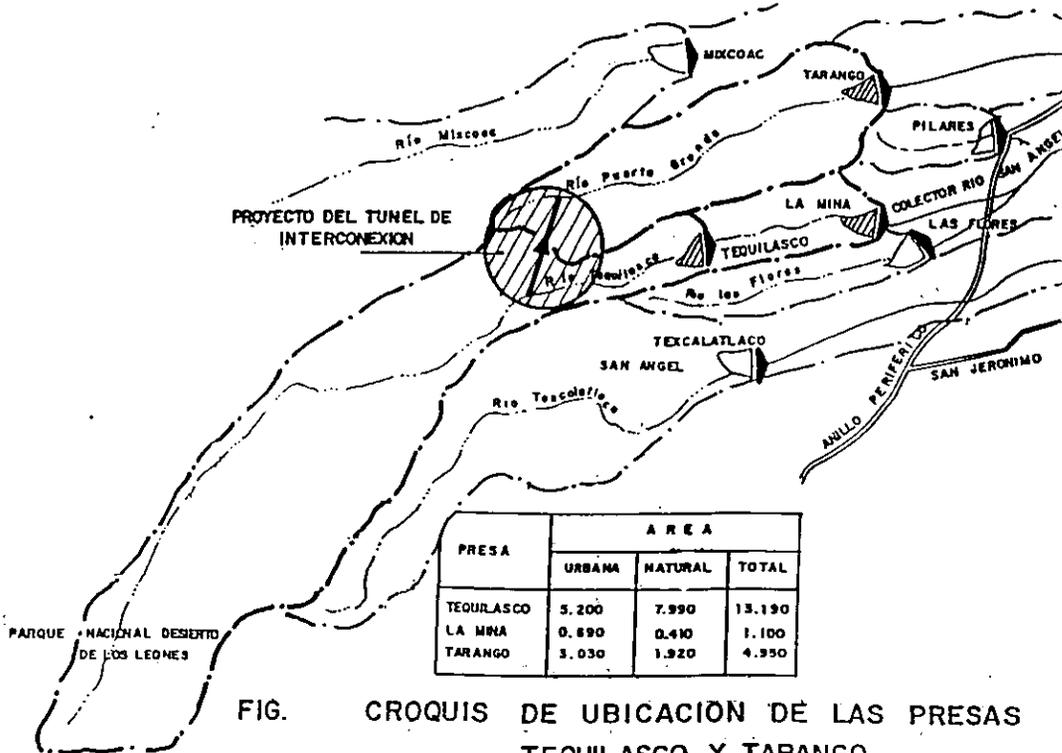


FIG. CROQUIS DE UBICACIÓN DE LAS PRESAS TEQUILASCO Y TARANGO

Volviendo al problema del túnel de interconexión, el portal de salida se encuentra ubicada en una pared vertical formada principalmente por materiales blandos (toba limo-arenosa), y para evitar el aflojamiento y la sobreexcavación del terreno se considera necesario la construcción de una estructura disipadora de energía, la cual consistirá en un canal de descarga y una cubeta disipadora de energía.

4.3 CANAL DE DESCARGA

Las elevaciones proporcionadas al túnel definen en su sección final un desnivel de 10 mts. aproximadamente respecto a la cota de fondo del cauce. Esta condición se genera por la configuración topográfica que guardan los márgenes del cauce Arroyo Puerta Grande en la sección que se determinó incorporar la descarga del conducto de proyecto.

Por tal motivo, la estructura de descarga que se propone consiste en una estructura "disipadora" compuesta por una rápida (Fig. # 14).

El diseño de la rápida será mediante un canal a cielo abierto cuyo trazo en planta estará formado por una transición o ampliación gradual y el perfil de su plantilla será calculado con base en las recomendaciones de la referencia 2.

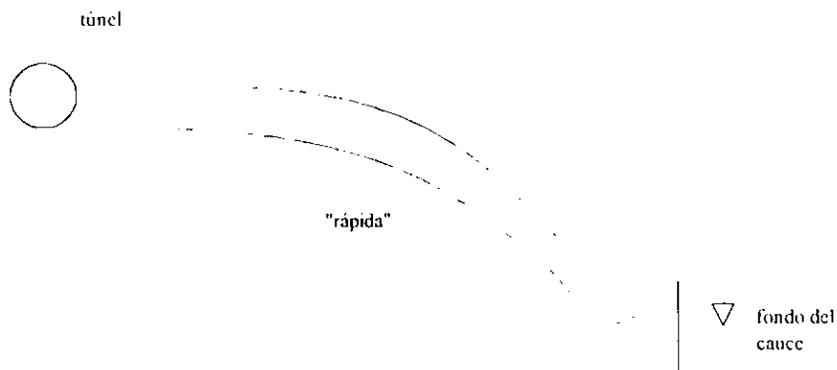


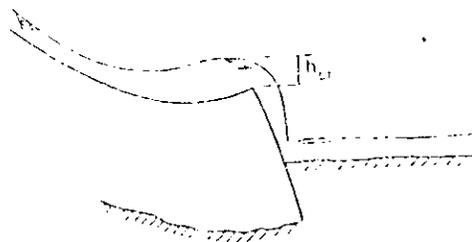
Fig. # 14. Estructura de descarga

4.4 ESTRUCTURA TERMINAL

Se propone que la descarga al cauce "Tarango" se realice mediante una estructura disipadora de energía constituida por una cubeta de lanzamiento, la cual estará diseñada para descargar por debajo del nivel del fondo del cauce, en el Arroyo Puerta Grande.

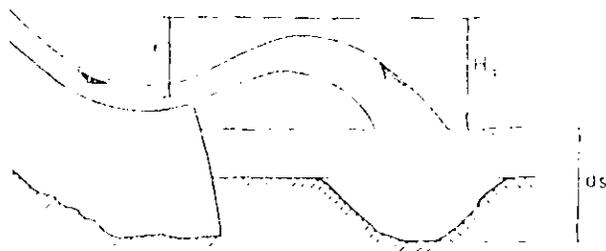
Esta solución resultó ser la más adecuada, debido a que un tanque amortiguador resulta ser más costoso y los aspectos hidráulicos en la zona de descarga nos permite manejar los escurrimientos en forma segura debido a que la cubeta no se ahogará por los tirantes del río para ningún gasto; y con

el propósito de evitar la erosión en el cauce Tarango se diseñará la estructura terminal, sin despegue; tal y como se muestra en la figura # 5-b.



15-b) Condición, sin despegue

Es importante señalar que debido a la carencia de datos hidrométricos (tales como niveles de escurrimiento) en el cauce Tarango, fue necesario diseñar la cubeta para que descargue por debajo del fondo del cauce.



15-a) Condición, descargando libre

Fig. # 15. Cubeta de lanzamiento

CAPÍTULO 5

DISEÑO HIDRÁULICO

5.1 Aspectos Generales

5.2 Datos de diseño

5.3 Criterios de diseño

5.3.1 Túnel de interconexión

5.3.2 Estructura de descarga

5.3.3 Estructura terminal

5.4 Memoria de cálculo

5.4.1 Túnel de interconexión

5.4.2 Estructura de descarga

5.4.3 Estructura terminal

V DISEÑO HIDRÁULICO

5.1 ASPECTOS GENERALES

Para proyectar el túnel se plantaron dos alternativas de diseño, la primera consideró que el túnel trabajará a presión y la segunda como conducto a superficie libre. La primera opción consideró que la plantilla del túnel coincidiera con el nivel del cauce Tequilasco, lo que ocasionaba una fuerte erosión en el túnel por abrasión.

Esta alternativa resultó ser antieconómica, porque los costos de construcción se elevaban al considerar necesario construir como obras auxiliares una presa derivadora con dimensiones excesivas, aumentando el costo de la construcción.

La segunda alternativa consideró que el túnel trabajara como "canal" con el fin de evitar por un lado, velocidades erosivas en el túnel y por otro para optimizar las obras auxiliares en cuanto a sus dimensiones, reduciendo el costo de la inversión.

Es importante señalar que en el presente trabajo sólo se tratarán los aspectos hidráulicos del diseño de "canales", por lo que se omitirá todo lo relacionado con el diseño de conductos a presión.

5.2 DATOS DE DISEÑO

Gasto de diseño. El Departamento del Distrito Federal a través de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica en sus recomendaciones asigna un gasto de diseño de $43,67 \text{ m}^3/\text{s}$.

Coefficiente de fricción. El diseño del revestimiento se diseñará de concreto armado, el cual tendrá como función resistir las cargas exteriores de roca, y las presiones hidrostáticas interiores, de evitar las pérdidas por filtración, de proteger la roca contra la acción del agua y de reducir la rugosidad de la superficie. El coeficiente de fricción para este tipo de material oscila entre los 0.013 a 0.014, esto según la referencia número seis.

Velocidad mínima permisible. Esta limitación es para impedir que se deposite el material sólido que transporta la corriente, así como evitar se desarrolle la vegetación para prevenir el depósito de material se recomienda una velocidad de 40 o 50 cm/seg. si se adoptan velocidades menores, convendrá efectuar revisiones periódicas del recubrimiento, aparte de reducir la conductividad del canal.

Velocidad máxima permisible. Por la naturaleza del problema se concibe que el material acarreado por la corriente estará dirigido principalmente por arena y materiales gruesos lo que ocasionaría un desgaste por abrasión del recubrimiento.

En la tabla 7. se presenta una tabla de velocidades máximas para diferentes recubrimientos cuando el flujo se mantiene largo tiempo, es la recomendada por el Instituto de Diseño Hidráulico de la URSS.

5.3 CRITERIOS DE DISEÑO

5.3.1 Túnel de interconexión

El túnel será proyectado para trabajar como un conducto a superficie libre a fin de evitar por una parte velocidades erosivas en el túnel y por otra optimizar las obras auxiliares.

Se recomienda que cuando se presente el gasto máximo, el flujo escurra a un 80% de su capacidad, es decir, con una relación de llenado (tirante/diámetro) de 0.8 en cualquier sección a fin de mantener una buena ventilación sobre toda la superficie libre del agua y además evitar que el túnel se ahogue en forma intermitente debido al oleaje, espuma y cuerpos flotantes. Esto debe evitarse ya que además del posible daño en la clave del túnel, se tienen ondas de presión viajando hacia aguas arriba y aguas abajo.

Para evitar que se forme una sección de control que ahogue la sección del túnel aguas abajo será necesario mantener una plantilla lo suficientemente fuerte; para ello el escurrimiento en el conducto debe mantenerse siempre a régimen rápido.

Se recomienda manejar una pendiente superior a 0.005 para evitar que se forme la sección del control.

Por el origen de los escurrimientos es necesario limitar la velocidad máxima de descarga, ya que se presume habrá acarreo de material arenoso que pudiera provocar un desgaste por abrasión en el recubrimiento,

aumentando la rugosidad de la superficie, lo que traería como consecuencia una disminución en la capacidad de conducción del "canal".

Y con la finalidad de mantener una velocidad adecuada que no provoque daño a la estabilidad de la sección transversal del "canal" utilizaremos la velocidad máxima permisible recomendada por el Instituto de Diseño Hidráulico de la URSS, citado en la ref. 2. En la tabla # 7 se muestran las velocidades recomendadas para canales revestidos.

Tabla # 7

Velocidad máxima permisible en canales revestidos	
Tipo y resistencia de revestimiento	Velocidad permisible, en m/s
Ladrillo (resistencia al aplastamiento en agua, 16-30 kg/cm ²)	1.4
Roca sedimentaria suave	2.4
Clinker o escoria (resistencia al aplastamiento, 120 kg/cm ²)	5.8
Madera	6.0
Concreto después de 28 días de colado:	
210	7.4
170	6.6
Resistencia de la probeta, en kg cm ² 130	5.8
110	4.4
90	2.8

Es importante que el flujo escurra en estado uniforme, con la finalidad de evitar inclusiones de aire que pudiera provocar inestabilidad en la corriente y provocar se ahogue el "canal" aguas abajo.

Para analizar esta situación obtendremos los perfiles hidráulicos teóricos, basados en las ecuaciones de flujo gradualmente variado.

Para comprender de manera adecuada los conceptos antes expuestos describiremos en forma breve su definición, aplicación y características, esto es:

Se define como sección de control aquella en la que ocurre el régimen crítico y se verifica, por lo tanto que:

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

A esta ecuación se llega fácilmente partiendo de la definición de régimen crítico, que establece que el estado de flujo en el cual la energía específica es mínima para un gasto dado.

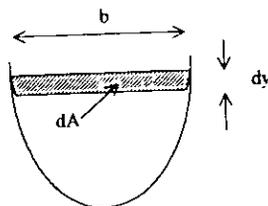
$$E = y + \frac{v^2}{2g}$$

como

$$V = \frac{Q}{A}$$

se tiene:

$$E = y + \frac{Q^2}{2g A^2}$$



derivando con respecto a y:

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{2g A^3} \frac{dA}{dy}$$

De acuerdo con la figura 3, tomando una diferencial de área cercana a la superficie libre, se tiene que:

$$\frac{dA}{dy} = b$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{2g A^3} b$$

como E debe ser mínima:

$$\frac{dE}{dy} = 0 = 1 - \frac{Q^2}{2g A^3} b$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^2}{b} \text{----- (1)}$$

que es lo que se quería demostrar

Para calcular el tirante crítico en una sección generalmente se procede a resolver la ecuación (1) por tanteos; un procedimiento no muy exacto y no más laborioso que el de tanteos es el que propone Bakmeteff, siendo el siguiente:

Poniendo la ecuación (1) en la forma

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^2}{b}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = m_{cr}$$

La función m para una sección dada, sólo depende del tirante; puede entonces recurrirse a la gráfica # 16, para encontrar el tirante crítico deseado.

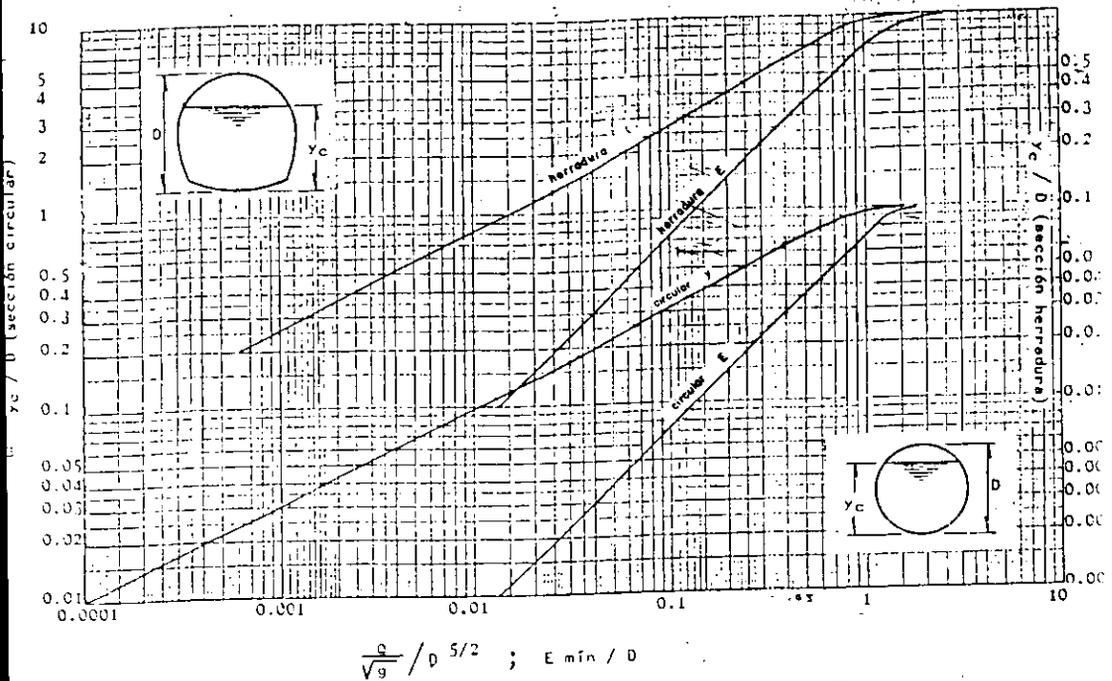


Fig 3.10 Curvas para determinar el tirante crítico y energía específica mínima en secciones circular y herradura.

Figura 16

Para establecer el flujo uniforme en un canal, conviene dar una breve descripción de sus características hidráulicas como un flujo permanente, para ello tomaremos en cuenta la siguiente:

Definición: Flujo uniforme se presentará cuando la profundidad de agua conserve un valor constante para cualquier valor de abscisa X . La superficie libre es un plano inclinado cuya línea de máxima pendiente es paralela a la rasante y a las generatrices del canal.

Un movimiento de este tipo sólo puede ser observado en un canal prismático y lejos de sus extremidades, siendo necesario, en consecuencia, un canal de gran longitud.

En términos generales para determinar el tirante que cumpla con esta condición se debe de cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{Q n}{S'} = A R h^{2/3} \dots\dots\dots (2)$$

donde $A R h^{2/3}$ se denomina factor de sección y está en función de las condiciones iniciales de conducción representado por el término $Q n s'$, el cual es constante.

Esta ecuación generalmente se resuelve por tanteos, y ante la falta de una solución rápida y exacta, en la actualidad se han creado programas de computadora como el que se muestra en la figura 5. Estos programas han

sido creados con la finalidad de satisfacer la ecuación no. 2 y al tirante que satisface dicha ecuación se le conoce como tirante normal.

En el presente trabajo se seguirán estos procedimientos de cálculo siempre que se trate de determinar tirantes críticos y normales.

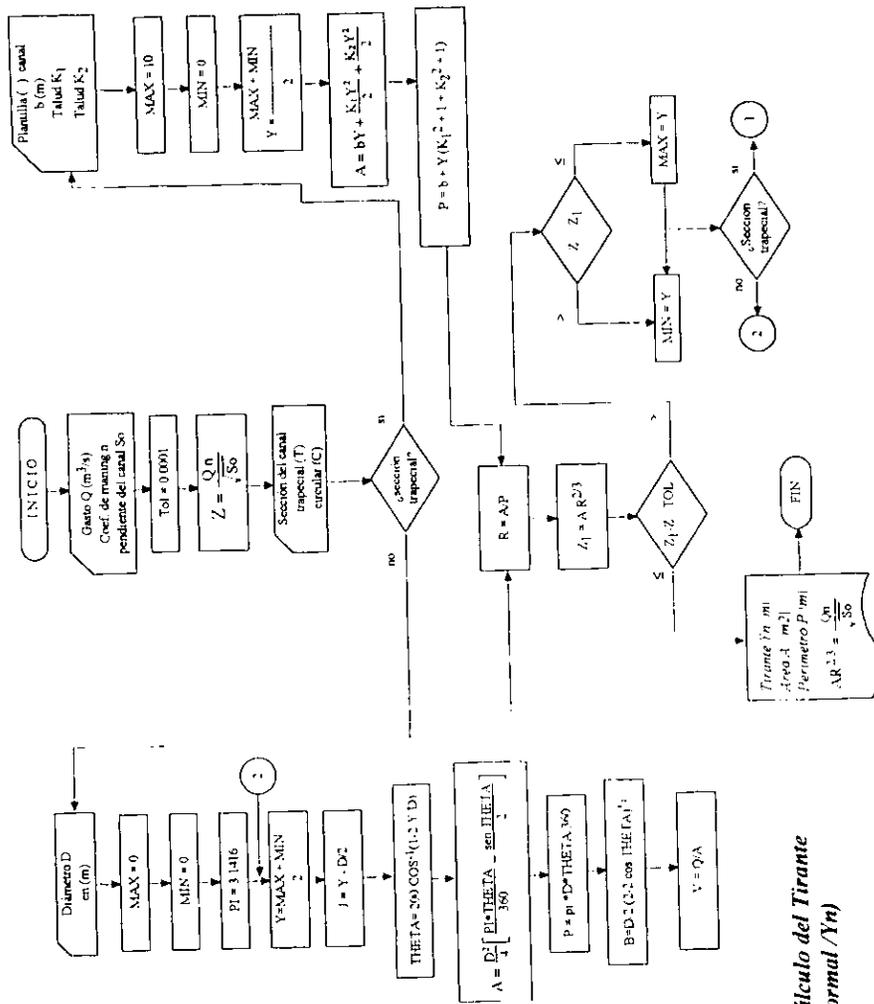
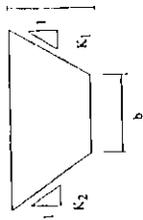
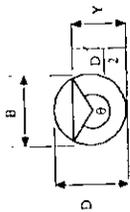


Fig. 27

Cálculo del Tirante Normal / Yn

```

10  REM          PROGRAMA DE TIRANTE NORMAL
20  CLEAR
30  INPUT "Q(m³/seg)": Q: INPUT "COEFICIENTE DE MANNING n": N
40  INPUT "PENDIENTE DEL CANAL SO": S
50  TOL=.0001
60  Z = Q N/SQR(S)
70  INPUT "SECCIÓN DEL CANAL, CIRCULAR(C)-TRAPEZIAL(T)": CS
80  IF CS = "T" THEN 360
90  INPUT "DIÁMETRO DEL CANAL (d) (m)": D: PRINT
100 MAX = D: MIN = 0: PI = 3.1416
110 Y = (MAX + MIN) / 2
120 J = Y - D/2
130 THETA = 2 COS(1-2Y/D)
140 A = D²·J (PI THETA/360 - SEN THETA/2)
150 P = PI D THETA/360
160 B = D/2 (2-2COS THETA)^(1/2)
170 V = Q/A
180 R = A/P
190 Z1 = A/R (2/3)
200 IF ABS(Z1 - Z) > TOL THEN 240
210 IF Z > Z1 THEN MAX = Y: GOTO 230
220 MIN = Y
230 IF CS = "T" THEN 400
240 GOTO 110
250 PRINT "          RESULTADOS          "
260 PRINT
270 PRINT " Yn  A    P  B    V  R  "

```

```

280 PRINT " (m) (m2) (m) (m) (m s) (m) "
290 PRINT "-----"
300 AS = " ##.### "
310 PRINT USING AS: Y:A:P:B:V:R
320 PRINT "-----"
330 PRINT " "
340 PRINT "  C O M P A R A C I O N      "
350 PRINT
360 PRINT " AR(2/3)": Z1: "=" ; Z: "Qn/SQR(S)": GOTO 460
370 INPUT "PLANTILLA DEL CANAL b(m)": B
380 INPUT "TALUD K1": K1: INPUT "TALUD K2": K2
390 MAX = 10: MIN = 0
400 Y = (MAX + MIN) / 2
410 A = b Y + K1 Y2.2 + K2 Y2.2
420 P = b + Y(SQR(K12 + 1) + SQR(KW2 + 1))
430 B = b + Y (K1 + K2)
440 V = Q/A
450 GOTO 180
460 PRINT: INPUT "DESEA CALCULAR OTRO TIRANTE (SI - NO)": SS
470 IF SS = "SI" THEN 20
480 END

```

Una vez seleccionada la geometría del conducto se prueba su bondad determinando el perfil del agua en toda su longitud mediante el método de cálculo de flujo gradualmente variados, el cual se refiere a un flujo permanente cuyo tirante varía gradualmente en la dirección del canal, de tal manera que las líneas de corriente son rectas y prácticamente paralelas y, por lo mismo, la distribución hidrostática de presiones prevalece en cada sección. Debido a que el flujo gradualmente variado involucra cambios pequeños de tirante, dicho flujo se refiere a longitudes grandes del canal.

El problema fundamental que se plantea cuando se estudia una circulación gradualmente variada es el correspondiente a la determinación del perfil que se formará en la sección longitudinal del "canal".

Para determinar el perfil del flujo aplicaremos reiteradamente la ecuación de la energía en varias secciones aguas arriba o hacia aguas abajo según sea el caso y se verifique por lo tanto que:

$$\frac{dE}{dx} = S_0 - S_f \dots\dots\dots (3)$$

donde:

E = energía específica, en metros.

S_0 = Pendiente de la rasante del canal, adimensional.

S_f = Pendiente hidráulica o de fricción, adimensional.

Para resolver la ecuación No. 3 existen una variedad de métodos descritos en la bibliografía, pero por razones obvias se omitirán en el

presente trabajo, por lo que el perfil será calculado con el método de incrementos finitos por ser un método que proporciona buenos resultados para canales muy largos, el cual será descrito a continuación:

5.3.1.1 Método de incrementos finitos

El método de incrementos finitos es el que tiene aplicaciones más amplias debido a que es adecuado para el análisis de perfiles de flujo tanto en canales prismáticos como no prismáticos.

Con este método podemos resolver la ecuación No. 3, para ello nos auxiliaremos en la figura No. 17, la cual nos presenta un tramo de un canal prismática limitado por las secciones 1 (aguas arriba) y 2 (aguas abajo) separadas por una distancia ΔX .

Al aplicar la ecuación (3) a dicho tramo, resulta:

$$E_2 - E_1 - (S_0 - S_f) \Delta X \dots\dots\dots (4)$$

en la cual: $E_1 = y_1 + v_1^2 / 2g$, $E_2 = y_2 + v_2^2 / 2g$, $S_0 = \Delta Z / \Delta X$ es la pendiente de la plantilla y S_f es la pendiente media de fricción entre las dos secciones. Calculada a partir de la siguiente ecuación:

$$h_f = S_f \Delta X = 1/2 (S_{f1} + S_{f2}) \Delta X \dots\dots\dots (5)$$

donde S_{f1} y S_{f2} son las pendientes de fricción en las secciones 1 y 2, las cuales se pueden calcular con la fórmula de Manning, como sigue:

$$S_{f1} = \left(\frac{V1 n_1}{Rh_{12/3}} \right)^2 \dots\dots\dots (6)$$

$$S_{f2} = \left(\frac{V2 n_2}{Rh_{22/3}} \right)^2 \dots\dots\dots (7)$$

De la ecuación No. 4 se desprende que:

$$\Delta X = \frac{E2 - E1}{S_o - S_f} \dots\dots\dots (8)$$

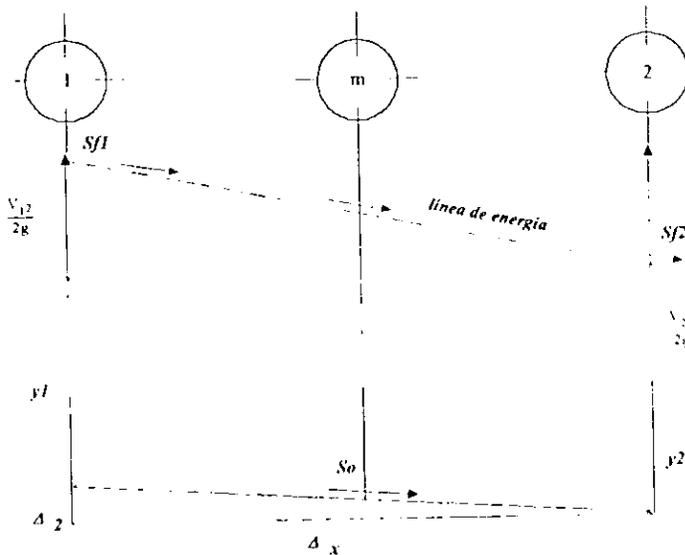


Fig. # 17. Tramo corto de un canal prismático

Para calcular el perfil se recomienda

- a. *Se clasifica el perfil y se determina el sentido de cálculo.*
- b. *Se fijan valores de tirante Y. Para no perder precisión en el cálculo conviene tomar valores de Y cercanos entre sí en las zonas de gran curvatura del perfil; en la zona donde el perfil tiende asintóticamente al normal o no tiene gran curvatura pueden tomarse valores de Y más separados.*
- c. *Para cada tirante se calcula E, V, S_f*
- d. *La distancia entre las secciones 1 y 2 son tirantes conocidos; se calcula con la fórmula # 8:*

$$\Delta X = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f} \dots\dots\dots (8)$$

5.3.2 Estructura de descarga

Consideraciones

El escurrimiento en el conducto de descarga debe mantenerse siempre a régimen rápido. El cálculo de velocidades y tirantes a lo largo del conducto, ya sea que se trate de un canal a cielo abierto o de un túnel, debe efectuarse con el teorema de Bernoulli aplicado por tramos.

Para conductos prismáticos, la aplicación del teorema de Bernoulli puede hacerse con métodos semigráficos, como a continuación se expondrá.

Perfil. El perfil de un canal abierto, por lo general, se elige de forma que se ajuste a las condiciones topográficas y geológicas del lugar. Generalmente, se define por tramos rectos unidos por curvas verticales. Deben evitarse las curvas verticales bruscas tanto cóncavas como convexas para evitar un funcionamiento hidráulico defectuoso del canal. Las curvas convexas deben ser lo suficientemente grandes para disminuir las fuerzas dinámicas en el piso producidas por la fuerza centrífuga que proviene del cambio de dirección de la corriente.

Para evitar la tendencia del agua a separarse del piso, reduciendo por lo tanto la presión de contacto en la superficie, la forma del piso en la curvatura convexa debe ser mucho más suave que la trayectoria de un chorro que descargue libremente bajo una carga igual a la energía específica de circulación al entrar a la curva. La curva debe aproximarse a la definida por la ecuación:

$$y = x \tan \varnothing + \frac{x^2}{6(D \cos \varnothing + H_v) \cos^2 \varnothing} \dots \dots \dots (9)$$

donde:

$D \cos \varnothing + H_v$: Energía específica del escurrimiento al principio de la curva, en mts.

x, y : *Coordenadas de la curva referida a un sistema cartesiano con origen al principio de la curva y el eje "y" dirigido hacia abajo, en mts.*

θ : *Ángulo de la plantilla del canal al principio de la curva, en grados.*

Transiciones. *El mejor funcionamiento hidráulico en un canal de descarga se obtiene cuando las paredes que lo limitan son paralelas y la distribución del gasto a través del canal se mantiene uniforme, para este proyecto se propone una expansión en las paredes laterales del canal, esta transición debe ser gradual con la intención de que el flujo siga las fronteras de las paredes divergentes y no ocurra una separación que altere el escurrimiento aguas abajo.*

El U.S. Conservation Service propone una transición recta con una variación angular del muro respecto al eje del canal no mayor que:

$$\alpha \leq \text{ang tan } \frac{1}{3F} \dots\dots\dots (10)$$

donde F es el número de Froude calculado con la velocidad y tirante promedio de las secciones al principio y fin de la expansión.

Bordo libre del canal. *En un canal que funciona con régimen super crítico, la rugosidad de la superficie, el oleaje, el arrastre de aire, las salpicaduras y*

rociaduras están relacionadas a la velocidad y a la energía contenida en la corriente.

El U.S.B.R. (ref. 3) ha elaborado una relación empírica que proporciona un valor razonable del bordo libre en términos de la velocidad y energía del escurrimiento.

$$\text{Bordo libre (en m)} = 0.60 + 0.037 V \sqrt[3]{D} \dots\dots\dots (11)$$

donde:

D tirante, en mts.

V velocidad del escurrimiento, en m/seg.

5.3.3 Estructura terminal

Consideraciones

Diseño hidráulico de la cubeta dentada tipo U.S. Bureau of Reclamation. Para este caso el criterio de diseño está encaminado a seleccionar el radio mínimo de la cubeta. Se recomienda que la elevación del labio respecto al fondo sea $0.2R$ y el ángulo de salida de 16° . No es conveniente una elevación menor del labio respecto al fondo porque se propicia la inclusión de pedruscos en la cubeta que terminan por dañarla.

Para determinar el radio mínimo se recomienda usar la figura gráfica " α ", para ello es necesario determinar el número de Froude Fr , con base en la velocidad V_1 y la longitud D_p , en la sección de descarga.

5.4 MEMORIA DE CÁLCULO

5.4.1 Túnel de interconexión

De acuerdo a los estudios realizados, para la construcción del túnel de interconexión entre las presas Tequilasco y Tarango, se tienen las siguientes características, las cuales nos servirán para analizar y diseñar el túnel.

- a. Elevación de la cota A = 2476.00 mmsm (metros sobre el nivel del mar).
- b. Gasto de diseño (propuesto por el D.D.F.) = 43.67 m³/seg
- c. Coeficiente de rugosidad para el concreto = $n = 0.014$

El problema consistirá en determinar, de acuerdo con la nomenclatura de la figura # 18 las siguientes características y dimensiones:

- a. La elevación de la cota B, a la salida del canal.
- b. La pendiente de la rasante del "canal".
- c. Diámetro interior del conducto.
- d. Tirante y velocidad a la entrada del túnel.
- e. Tirante y velocidad a la salida del conducto.

Para lograr nuestro propósito será necesario limitar nuestra velocidad, a valores permisibles, para evitar por un lado que se acumule sedimento en el canal, así como evitar el desgaste por abrasión, debido al arrastre de materiales. (Tabla # 7).

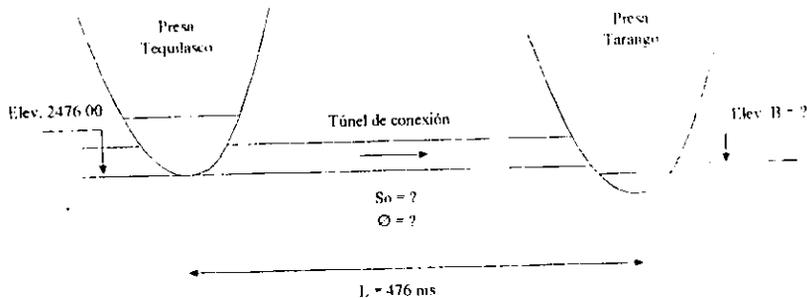


Fig. # 18.

Cálculo del tirante crítico

Sección circular

Para determinar el tirante crítico de manera aproximada recurrimos a la gráfica # 4 y con los datos proporcionados obtenemos el tirante a la entrada del conducto, con la siguiente relación:

$$\frac{Q}{D^{5/2} \sqrt{g}} = f\left(\frac{yc}{D}\right) \dots\dots\dots (12)$$

Para obtener de manera aproximada el diámetro con que se diseñará el conducto lo calculamos con la ecuación de continuidad:

$$A = Q V_{max} \dots\dots\dots (13)$$

substituyendo valores obtenemos:

$$A = \frac{43.67 \text{ m}^3/\text{seg}}{6.60 \text{ m/seg}} = 6.61 \text{ m}^2$$

y tenemos que:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \dots\dots\dots (14)$$

donde:

A = área sección transversal

D = diámetro

$\pi = 3.14159$

igualando las ecuaciones (13) y (14) obtenemos el diámetro de manera provisional.

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 6.61 \text{ M}^2$$

$$D = 2.90 \text{ mts.} \approx 3.00 \text{ mts.}$$

Volviendo a la ecuación (5), obtenemos el parámetro que se pide, una vez obtenidos los datos faltantes.

$$\frac{Q}{D^{5/2} \sqrt{g}} = \frac{43.67}{3^{5/2} \sqrt{9.81}} = 2.73 \text{ mts.}$$

Concluyendo: Cuando se presente el gasto de diseño el túnel trabajará con una relación de descarga de 90%, lo que ocasionaría que el túnel se llenará en forma intermitente debido a la presencia de ondas en la superficie libre annadas al acarreo de cuerpos flotantes y espuma.

b. Como una segunda opción analizaremos el tirante crítico para un diámetro de 3.50 mts. tal y como se hizo en el inciso anterior.

Partiendo en la ecuación (12) obtenemos:

$$\frac{643.67}{3.50^{5/2} \sqrt{9.81}} = 0.60838$$

de la gráfica # 4, obtenemos:

$$\frac{Y_c}{D} = 0.80$$

Por lo tanto el tirante crítico vale:

$$Y_c = 0.80 (3.50) = 2.80 \text{ mts.}$$

Concluyendo: Para un diámetro de 3.50 mts; se presentará a la entrada del túnel un tirante de 2.80 mts. esto es que cuando se presente el gasto de diseño, el túnel trabajará a un 80% de su capacidad, lo que garantiza que el túnel trabajará a superficie libre.

Como el tirante crítico cumple con la condición de diseño (flujo a superficie libre), procedemos a determinarlo en forma exacta apoyándonos en la ecuación (1).

esto es que:

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{\Lambda_c^{3/2}}{Bc^{1/2}}$$

substituyendo valores obtenemos:

$$\frac{43.67}{\sqrt{9.81}} = 13.9427$$

este valor lo comparamos con el siguiente parámetro:

$$\frac{\Lambda_c^{3/2}}{Bc^{1/2}} = 13.9427$$

Para resolver esta ecuación procedemos por métodos iterativos tomando como valor inicial el tirante $Y_c = 2.80$ mts.

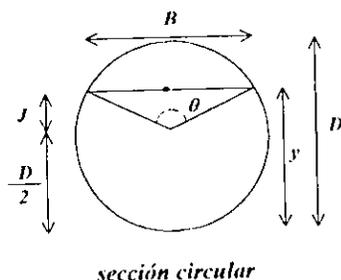
Auxiliándonos de las siguientes ecuaciones:

$$\theta = 2 \cos^{-1} \left(1 - \frac{2y}{D} \right) \dots\dots\dots (15)$$

$$A = \frac{D^2}{4} \left(\frac{\pi D \theta}{360} - \frac{\text{Sen } \theta}{2} \right) \dots\dots\dots (16)$$

$$P_m = \frac{\pi D \theta}{360} \dots\dots\dots (17)$$

$$B = \frac{D}{2} (2 - 2 \cos \theta)^{1/2} \dots\dots\dots (18)$$



Volviendo al problema, construimos una tabla que contenga los siguientes elementos: A_c y B_c ; luego la resolvemos proponiendo tirantes partiendo con el tirante inicial de 2.80 mts.

Y_c	A_c	B_c	$A_c^{3/2}$	$B_c^{3/2}$	Q/\sqrt{g}
2.80	8.2512	2.800	14.1643	13.9427	
2.79	8.2232	2.814	14.0550	13.9427	
2.78	8.1950	2.829	13.9462	13.9427	

Tabla 8

Como la ecuación queda definida para el valor de 2.78, podemos aseverar que para una sección circular de 3.50 mts. de diámetro, y un gasto de $Q = 43.67 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tirante que se presentará en la sección de control será de $Y_c = 2.78$ mts.

Para verificar que éste es el tirante crítico que satisface al problema, lo analizaremos con el número de Froude crítico, esto es que:

$$Fr_c = \frac{V_c}{\sqrt{g \frac{\Delta c}{\rho c}}} = 1 \dots\dots\dots (19)$$

Esta ecuación indica que para que se cumpla el estado crítico el número de Froude debe valer 1.

Enseguida procedemos a calcular la velocidad crítica como sigue:

$$V_c = \frac{43.67}{8.1950} = 5.3288 \text{ m seg.}$$

y de la ecuación (19) el número de Froude crítico es:

$$Fr_c = \frac{5.3288}{\sqrt{9.8 \frac{8.195}{2.829}}} = 1.0$$

lo cual verifica dicha ecuación. La carga de velocidad crítica vale:

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{(5.32880)^2}{19.62} = 1.447 \text{ m.}$$

y la energía específica mínima

$$E_{min} = Y_c + \frac{V_c^2}{2g} = 2.78 + 1.447 = 4.227 \text{ metros.}$$

Ahora determinamos los elementos hidráulicos para el régimen crítico.

Sección	circular
Diámetro interior	3.50 mts
Gasto crítico	43.67 m ³ seg
Tirante crítico	2.78 mts.
Área crítica	8.1949 m ²
Perímetro mojado	7.7003 mts.
Ancho de superficie libre	2.8295 mts.
Radio hidráulico	1.064 mts.
Velocidad crítica	5.3288 m. seg
Pendiente crítica	5.1238 E-03

Tabla # 9

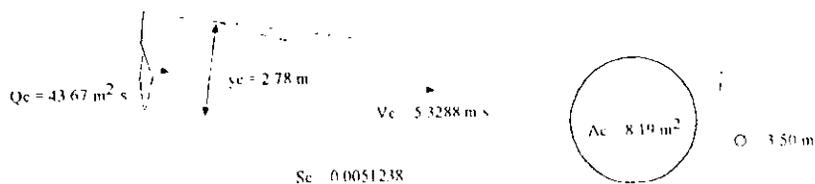


Fig. 19 Sección crítica

Cálculo del tirante normal

w

Una vez definidas las condiciones críticas del flujo, procedemos a calcular el tirante normal, para ello nos apoyaremos en un programa de computadora, el cual permite obtener los elementos hidráulicos para una sección circular.

Para realizar este cálculo plantearemos una serie de alternativas que nos permiten conducir los escurrimientos en forma segura y económica.

Como alternativas de diseño, tenemos las siguientes secciones y pendientes propuestas:

Alternativas	\varnothing m	So
1	3.00	0.010
2	3.00	0.008
3	3.00	0.006
4	3.50	0.010
5	3.50	0.008
6	3.50	0.006

Por razón del drenaje natural que debe tener el túnel, es conveniente trabajar con pendientes mayores a 0.005.

Para evitar erosiones fuertes en el recubrimiento se limitará la velocidad a valores permisibles, para ello utilizaremos una pendiente máxima de 0.010.

La tabla # 11 muestra los valores obtenidos por el programa de computadora. Esta tabla muestra en forma esquemática la variación del tirante normal para diferentes condiciones geométricas.

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

No. Alternativas	Q m ³ /s	n	So	AE m	Yn m	A m ²	Pm m	Rh m	Bm	V m/s	Observaciones
1	43.67	0.014	0.010	3.00	2.613	6.334	7.220	0.905	2.011	6.683	La pendiente es muy fuerte
2	43.67	0.014	0.008	3.00	2.999	7.068	9.377	0.734	0.046	6.178	El túnel trabaja como "tubo"
3	43.67	0.014	0.006	3.00	2.992	7.068	9.377	0.734	0.046	6.178	El túnel trabaja como "tubo"
4	43.67	0.014	0.010	3.50	2.146	6.186	6.298	0.982	3.409	7.058	La pendiente es muy "fuerte"
5	43.67	0.014	0.008	3.50	2.317	6.762	6.654	1.016	3.310	6.457	La pendiente no es muy pronunciada y ofrece mayor eficiencia
6	43.67	0.014	0.006	3.50	2.588	7.627	7.245	1.052	3.072	5.725	Las condiciones son semejantes al crítico

Tabla # 11

SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

La alternativa (5) resulta ser la más adecuada por presentar las siguientes ventajas:

- a. Presenta una mayor eficiencia hidráulica, es decir presenta una mínima resistencia al escurrimiento, debido a que su perímetro mojado es mínimo con respecto a su área.*
- b. El utilizar esta sección nos permite minimizar el costo en el revestimiento.*
- c. La pendiente no es muy fuerte.*
- d. La velocidad que se obtiene se encuentra dentro de la permisible lo que nos permite manejar los escurrimientos en forma adecuada.*
- e. El diámetro interior corresponde al propuesto por la sección crítica.*

Las alternativas restantes presentan las siguientes desventajas:

En la primera alternativa se obtienen velocidades fuertes, pero ofrece una mayor resistencia al escurrimiento, aumentando con ello el costo en el revestimiento.

Su pendiente es muy fuerte lo que ocasiona una mayor inversión en la excavación.

La segunda y tercera alternativas, se caracterizan principalmente por lo siguiente: El túnel trabaja como "tubo", es decir a presión lo aumenta de manera considerable el costo en el revestimiento, además presenta una mayor resistencia al escurrimiento, debido a que el perímetro mojado es muy superior con respecto a la sección transversal y además se corre el riesgo de filtraciones al conducto que perjudicarían a la estructura.

La cuarta alternativa presenta una pendiente muy fuerte, lo que ocasiona velocidades muy fuertes arrastrando con ello materiales que provocarían un mayor desgaste por abrasión en el revestimiento, lo que eleva considerablemente el costo en el recubrimiento del "canal". Como la velocidad es muy alta se corre el riesgo de inclusiones de aire lo que provocaría cierta inestabilidad en la zona. La resistencia al escurrimiento es mayor a la propuesta, en este caso la alternativa (5).

La sexta alternativa no resulta ser muy adecuada por estar cerca de la sección crítica, esto es porque provocaría inestabilidad en la zona debido a que un cambio menor en la energía específica causaría un cambio grande del tirante, provocado principalmente por los cambios que pudiera experimentar la rugosidad del "canal" o la acumulación de sedimento a lo largo de ella.

Por lo tanto, la sección geométrica del "canal" quedará definida de la siguiente manera:

$$\varnothing = 3.50 \text{ mts.}$$

$$S_0 = 0.008 \text{ (adimensional)}$$

Con estos datos podemos obtener los elementos hidráulicos que caracterizan a esta sección. Para ello utilizaremos las fórmulas 15, 16, 17 y 18. A esta sección la llamaremos sección normal, debido a que su sección se considera normal a la plantilla.

La tabla # 12 muestra los elementos hidráulicos de la sección normal.

Sección	circular
Diámetro interior	3.50 mts
Gasto	43.67 m ³ /seg
Tirante normal	2.317 mts.
Área	6.762 m ²
Perímetro mojado	6.654 mts.
Radio hidráulico	1.016 mts.
Ancho de superficie libre	3.310 mts.
Velocidad	6.457 m/seg
Pendiente	0.08 adimensional

Tabla 12. Sección normal

Conocidas las condiciones críticas y normales del flujo procedemos a determinar el perfil hidráulico, para ello involucraremos los siguientes elementos hidráulicos: tirante crítico, pendiente crítica (S_c), tirante normal (y_n) y la pendiente de la plantilla (S_o).

En la tabla # 13 se muestran los tirantes y pendientes obtenidos en las secciones anteriores:

Sección crítica		Sección normal	
Y_c	2.78 mts.	Y_n	2.317 mts.
Sc	0.00512	So	0.008

Tabla 13

De la tabla # 13 se observa que $Y_c > Y_n$, lo que ocasiona como consecuencia una pendiente pronunciada, lo que ocasionará que se forme un perfil tipo S2, como el que se muestra en la figura # 20. La sección de control se presentará a la entrada del "canal" y es en este punto en donde iniciará nuestro cálculo del perfil hacia aguas abajo, debiéndose comportar de la siguiente manera:

El agua entrará al "canal" con el tirante crítico y después escurrirá a un tirante menor que Y_c pero mayor que Y_n .

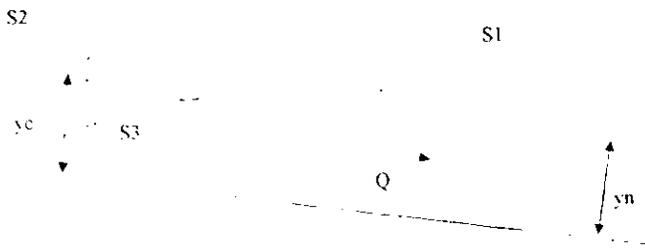


Fig. 20

La tabla # 14 muestra los resultados del perfil, la cual muestra por sí misma la forma en que se fue resolviendo.

CÁLCULO DEL PERFIL HIDRÁULICO

Tabla # 14

Y	θ	A	P	R ^{4/3} /S	V	V ² /g	E	Δ _s	S _f	S _f	S _f	Δ _s	Δ _s
2.7800	252.1114	8.1020	7.7093	1.0424	5.3289	1.4473	4.2273	0.0000	5.123E-03	0.00238	0.0027160	1.885086	1.8851
2.7090	245.2567	7.9641	7.5062	1.0403	5.4833	1.5325	4.3235	0.0031	5.446E-03	0.003591	0.0020699	25.1114894	26.7966
2.5250	232.5726	7.4316	7.1935	1.0306	5.8763	1.7600	4.2850	0.0525	6.373E-03	0.00658	0.0014156	23.4679184	23.9645
2.4620	228.0151	7.2320	6.9643	1.0255	6.0384	1.8583	4.2203	0.0355	6.796E-03	0.00694	0.0010622	24.8475246	26.7920
2.4240	225.3052	7.1099	6.8816	1.0220	6.1422	19.228	4.3468	0.0264	7.079E-03	0.00718	0.0008171	24.9638633	101.8591
2.3980	223.4665	7.0256	6.8254	1.0195	6.2158	1.9692	4.3672	0.0204	7.286E-03	0.00737	0.0006344	25.4936494	127.3695
2.3700	222.1302	6.9637	6.7846	1.0175	6.2711	2.0044	4.3834	0.0162	7.445E-03	0.00751	0.0004948	25.5227066	155.8922
2.3650	221.1494	6.9179	6.7546	1.0161	6.3126	2.0310	4.3960	0.0126	7.566E-03	0.00761	0.0003902	24.6933181	176.9858
2.3550	220.4508	6.8851	6.7333	1.0150	6.3427	2.0504	4.4054	0.0094	7.654E-03	0.00769	0.0003099	25.0306597	202.0064
2.3470	219.8930	6.8588	6.7163	1.0141	6.3670	2.0662	4.4132	0.0078	7.726E-03	0.00776	0.0002418	28.774489	230.7812
2.3400	219.4058	6.8357	6.7014	1.0133	6.3885	2.0802	4.4202	0.0070	7.790E-03	0.00781	0.0001912	21.175214	251.9369
2.3360	219.1277	6.8226	6.6929	1.0129	6.4098	2.0882	4.4242	0.0040	7.827E-03	0.00785	0.0001540	26.6425798	275.5995
2.3320	218.8499	6.8094	6.6844	1.0124	6.4132	2.0963	4.4283	0.0041	7.863E-03	0.00788	0.0001212	25.0840696	304.2835
2.3290	218.6416	6.7995	6.6780	1.0121	6.4226	2.1024	4.4314	0.0031	7.893E-03	0.00790	0.0000976	21.434498	325.7170
2.3270	218.5029	6.7929	6.6738	1.0119	6.4288	2.1065	4.4335	0.0021	7.913E-03	0.00792	0.0000786	26.7733469	352.4923
2.3250	218.3642	6.7862	6.6696	1.0116	6.4331	2.1106	4.4356	0.0021	7.931E-03	0.00794	0.0000596	35.5601424	388.0325
2.3230	218.2255	6.7796	6.6653	1.0114	6.4414	2.1147	4.4377	0.0021	7.950E-03	0.00795	0.0000453	23.8203463	411.5208
2.3220	218.4563	6.7763	6.6632	1.0113	6.4445	2.1168	4.4388	0.0011	7.960E-03	0.00796	0.0000357	29.9104877	441.5033
2.3210	218.0870	6.7730	6.6611	1.0112	6.4476	2.1189	4.4399	0.0011	7.969E-03	0.00797	0.0000290	14.7806226	456.2839
2.3206	218.0593	6.7717	6.6602	1.0111	6.4480	2.1197	4.4403	0.0004	7.973E-03	0.00797	0.0000251	17.0630718	473.3470
2.3202	218.0316	6.7704	6.6594	1.0111	6.4502	2.1205	4.4407	0.0004	7.977E-03	0.00798	0.0000229	2.65398019	476.0690
2.320143	218.0276	6.7702	6.6593	1.0111	6.4503	2.1206	4.4408	0.0001	7.977E-03				

PERFIL DE LA SUPERFICIE LIBRE

GASTO = 43.67 m³/s
Diámetro = 3.5
Y(0) = 2.6 m

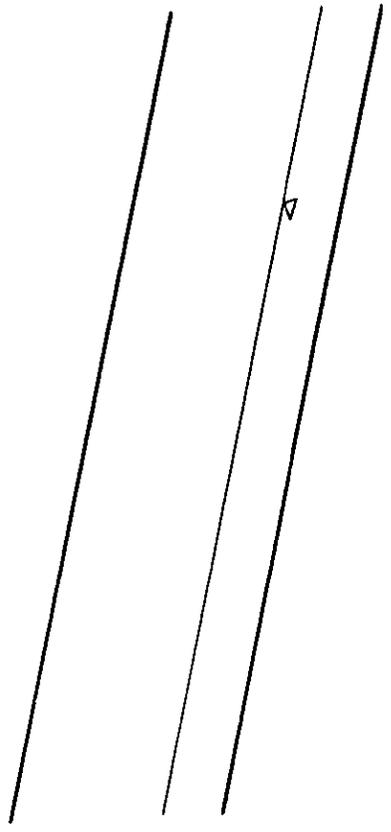


Figura 21

ESCALAS

16.66 m horizontal
1.28 m vertical

Observaciones:

En condiciones de gasto máximo el régimen del flujo es en estado super crítico sin embargo, por las características del conducto, conforme el escurrimiento avanza hacia la salida los tirantes hidráulicos corresponden al tirante normal y por ende el flujo es uniforme en la mayor parte de su recorrido.

Es importante señalar que debido a las características del flujo es probable que el escurrimiento empiece a acarrear burbujas de aire que pudieran provocar cierta turbulencia y alterar el tirante a la salida del conducto, para evaluar dicha afirmación aplicaremos la fórmula de Douma (ref. 3) que nos da una aproximación del porcentaje de aire incluido por volumen de agua.

$$U = 10 \sqrt{\frac{0.2 V^2}{g Rh} - 1}$$

donde:

- g aceleración de la gravedad, en m seg.
- U porcentaje de aire incluido en volumen.
- V velocidad del escurrimiento, en m seg.
- Rh radio hidráulico, en m.

El tirante en la sección transversal crece al mismo porcentaje en que crece el volumen, esto es:

$$y' = (1 + U/100) y$$

donde:

- y' tirante real con aire incluido, en m.
 y tirante calculado sin aire incluido, en m.

Substituyendo los datos en la fórmula de Douma, observamos lo siguiente:

Datos	Fórmula	Substitución
$v = 6.4503 \text{ m/seg.}$	$U = 10 \sqrt{\frac{0.2 V^2}{g Rh} - 1}$	$U = 10 \sqrt{\frac{0.2(6.4503)^2}{9.81(1.016)}}$
$g = 9.81 \text{ m/seg.}$		
$Rh = 1.016 \text{ m.}$		
$U =$	resultado	
	$U = \sqrt{1}$	

Concluyendo: Como observamos nuestra operación se indetermina, es decir, probablemente el volumen de aire incluido en el escurrimiento sea mínimo y no altere el tirante a la salida del "canal". En el presente trabajo consideraremos despreciables las inclusiones de aire, por ser muy pequeñas.

Una vez definidas las características del flujo a la salida del conducto, determinamos la elevación a la salida del túnel.

$$\begin{aligned} \text{Elev B} &= \text{Elev A} - L \text{ (So)} \\ &= 2476 - 476 \text{ (0.008)} \\ \text{Elev B} &= 2472.19 \text{ msnm} \end{aligned}$$

que será la elevación en la descarga del túnel en la presa Tarango.

Cálculo de la energía específica a la salida del conducto:

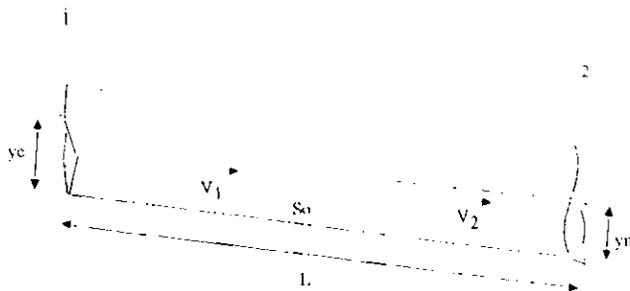
$$E_{\text{mín}} = Y_n + \frac{V^2}{2g} = 2.317 + \frac{6.457^2}{19.62}$$

$$E_{\text{mín}} = 4.44 \text{ mts.}$$

Una vez definidas las características restantes, presentaremos en forma esquemática el diseño hidráulico del túnel, el cual descargará su cauce en el río Tarango.

Longitud del túnel (mts)	476.00
Pendiente de plantilla	0.008
Cota de plantilla inicio 1 msnm	2476.00
Cota de plantilla final 2 msnm	2472.19
Tirante en la sección de entrada 1 (mts)	2.78
Tirante en la sección de salida 2 (mts)	2.317
Velocidad en la sección 1 (m/seg)	5.328
Velocidad en la sección 2 (m/seg)	6.457

Tabla 15



Río
Tarango

Fig. # 22. Sección hidráulica y geométrica del túnel de interconexión

5.4.2 Estructura de descarga

a. Perfil del conducto de descarga

La plantilla del canal de descarga será una curva vertical convexa siguiendo una trayectoria definida por la ecuación 9 la cual queda representada de las siguiente forma:

$$y = x \tan \varnothing + \frac{x^2}{6(D \cos \varnothing + H_v) \cos^2 \varnothing}$$

Por lo tanto, la curva del perfil de la plantilla estará definida por las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned} \text{Si } S &= 0.008 & \text{ang tan } 0.008 &= 0.458^\circ \\ y \quad \varnothing &\approx 0.458^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D \cos \varnothing + H_v &= Y_2 \cos \varnothing + v^2/2g \\ &= 2.317 \cos(0.458) + \frac{(6.457)^2}{19.62} \\ &= 4.442 \text{ mts.} \end{aligned}$$

Substituyendo valores en la expresión (9), tenemos:

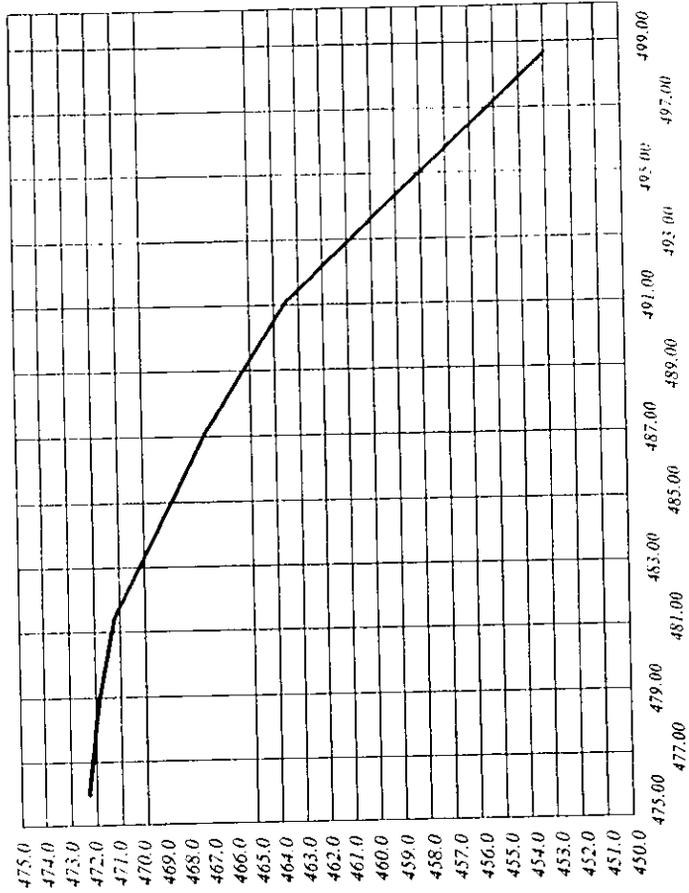
$$\begin{aligned} y &= x \tan 0.458 + \frac{x^2}{6(4.442) \cos^2 (0.458)} \\ y &= x (0.008) + \frac{x^2}{26.650} \\ y &= 0.008(x) + 0.038 (x^2) \dots\dots\dots (20) \end{aligned}$$

Con esta expresión podemos obtener el perfil del conducto de descarga. Los resultados se muestran en la tabla 16 y se muestran esquemáticamente en la figura 23 y 24.

Cálculo de las coordenadas

X (M)	Y (M)	DISTANCIA	ELEVACIÓN PLANTILLA
0.000	0.000	476.000	472.192
0.500	0.013	476.500	472.179
1.000	0.046	477.000	472.146
1.500	0.096	477.500	472.096
2.000	0.166	478.000	472.026
2.500	0.255	478.500	471.937
3.000	0.362	479.000	471.830
3.500	0.488	479.500	471.704
4.000	0.632	480.000	471.560
4.500	0.796	480.500	471.396
5.000	0.978	481.000	471.214
5.500	1.179	481.500	471.013
6.000	1.399	482.000	470.793
6.500	1.637	482.500	470.555
7.000	1.895	483.000	470.297
7.500	2.171	483.500	470.021
8.000	2.465	484.000	469.727
8.500	2.779	484.500	469.413
9.000	3.111	485.000	469.081
9.500	3.462	485.500	468.730
10.00	3.832	486.000	468.360
10.50	4.231	486.500	467.971
11.00	4.628	487.000	467.564
11.50	5.054	487.500	467.138
12.00	5.499	488.000	466.693
12.50	5.963	488.500	466.229
13.00	6.445	489.000	465.747
13.50	6.946	489.500	465.245
14.00	7.466	490.000	464.726
14.50	8.005	490.500	464.187
15.00	8.563	491.000	463.629
15.50	9.139	491.500	463.053
16.00	9.734	492.000	462.458
16.50	10.348	492.500	461.844
17.00	10.980	493.000	461.212
17.50	11.631	493.500	460.561
18.00	12.301	494.000	549.891
18.50	12.990	494.500	549.202
19.00	13.698	495.000	548.494
19.50	14.424	495.500	547.768
20.00	15.169	496.000	457.023
20.50	15.933	496.500	456.259
21.00	16.716	497.000	455.476
21.50	17.517	497.500	454.675
22.00	18.337	498.000 ^o	453.855

**TÚNEL TEQUILASCO - TARANGO
PERFIL DEL CANAL DE DESCARGA**



DISTANCIA (M)

Figura 23

ELEVACIONES (+2000) MSNM

TÚNEL TEQUILASCO - TARANGO
 PERFIL DEL CANAL DE DESCARGA

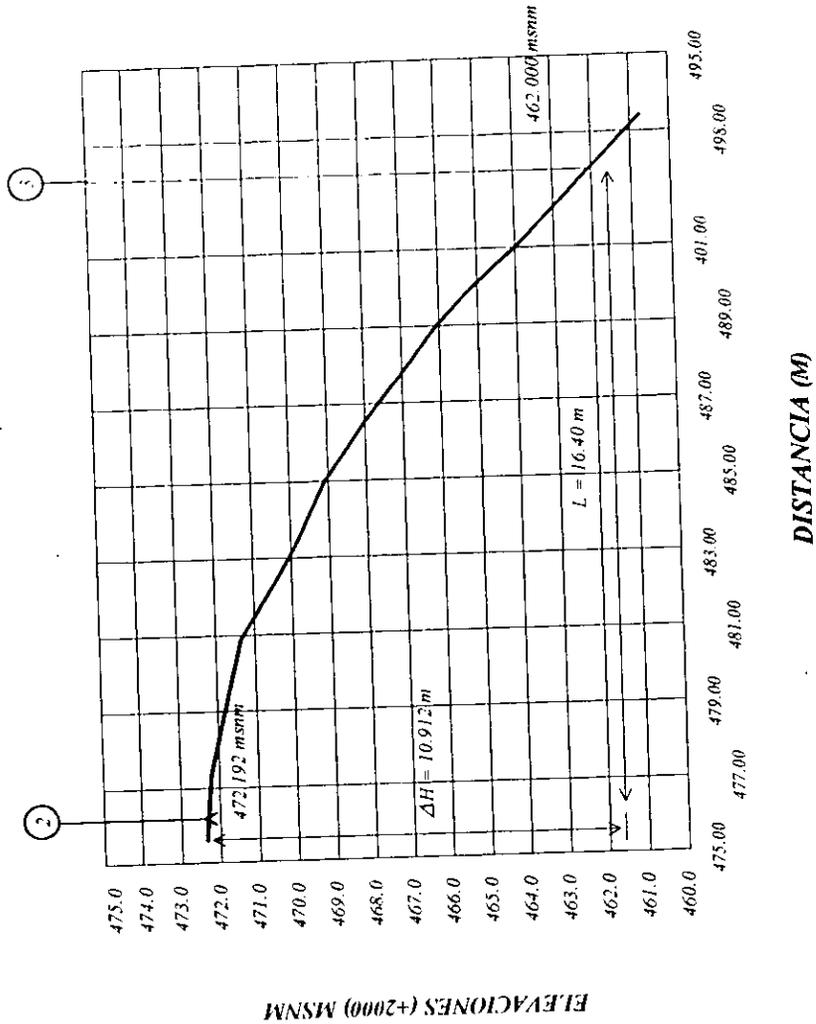


Figura 24

Cálculo del tirante del agua en la sección de descarga

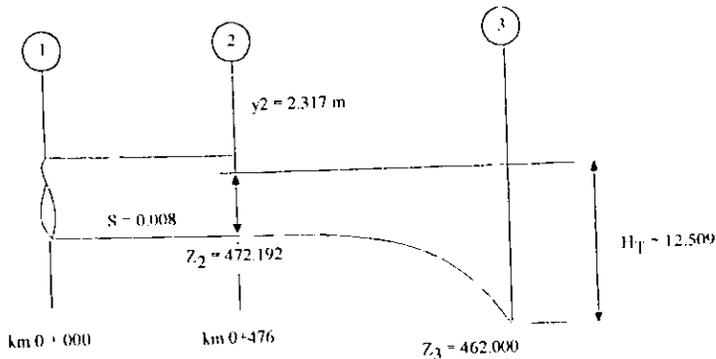


Figura # 25

De la ecuación de Bernoulli

$$z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = z_3 + y_3 + \frac{v_3^2}{2g} \dots \dots \dots (21)$$

En la sección (2)

$$y_2 = 2.317$$

$$z_2 = 472.192 \text{ msnm}$$

$$v_2 = 6.457 \text{ m seg}$$

$$v^2 / 2g = 2.125 \text{ mts.}$$

$$Fr_2 = v_2 / (g \times y_2) = 6.457 / (9.81 \times 2.317) = 1.354$$

En la ecuación (3)

$$y_3 = ?$$

$$z_2 = 462.000$$

$$v_3 = ?$$

$$v^2 / 2g = ?$$

$$h_3 = ?$$

Para calcular el tirante en la sección (3) se supondrá $b_3 = 6.0$ mts y la diferencia de carga (H) se considerará como el desnivel de planilla entre las secciones (2) y (3).

por lo tanto:

$$\begin{aligned} H_T &= y_2 + (z_2 - z_3) = 2.317 + (472.192 - 462.00) \\ &= 12.509 \text{ mts} \end{aligned}$$

Si el canal es de sección rectangular el gasto unitario es:

$$q = Q/b_3 = 43.67/6.0 = 7.278 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$$

de aquí puede señalarse que:

$$y_3 = q/v_3$$

pero:

$$v = \sqrt{2g(H_T)}$$

$$\begin{aligned} v_3/2g &= H_T = v_3 \cdot (2g(12.509))^2 \\ v_3 &= (19.62 \times 12.509)^2 \\ v_3 &= 15.67 \text{ m seg} \end{aligned}$$

por lo que el tirante vale:

$$y_3 = q/v_3 = 7.278/15.67 \text{ m s}$$

$$y_3 = 0.465 \text{ mts}$$

$$Fr_3 = 15.67 / \sqrt{9.81(0.465)}$$

$$= 7.34$$

Se propone también que la sección de descarga sea una transición cuya variación angular puede obtenerse mediante la expresión: (10)

$$\alpha \leq \text{ang tan } \frac{1}{3F}$$

donde F es el número de Froude calculado con la velocidad y tirante promedio de las secciones al principio y fin de la expansión

$$\overline{V}m = \frac{6.457 + 15.67}{2} = \frac{22.127}{2} = 11.064 \text{ m/seg}$$

$$\overline{y} \text{ m} = \frac{2.317 + 0.465}{2} = \frac{2.782}{2} = 1.391$$

$$F = \frac{11.064}{\sqrt{9.81 \times 1.391}} = 2.995$$

$$\alpha = \text{ang tan } \frac{1}{3(2.995)} = 6.350$$

Sin embargo, la variación angular real puede obtenerse con las dimensiones siguientes:

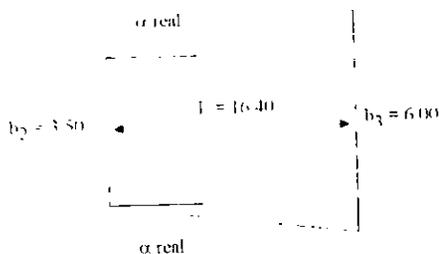


Figura 26.

donde:

$$\text{ang tan } \left(\frac{6-3.50}{\frac{16.40}{2}} \right) = 4.3586^\circ$$

como $\alpha \text{ real} < \alpha \text{ rec}$; la geometría de la transición es adecuada

$$\alpha 4.358 \cdot \alpha 6.35$$

Bordo libre en el cauce de descarga

$$B.L. = 0.60 + 0.037 V\sqrt{D}$$

donde:

D = tirante en metros

V = velocidad del escurrimiento

Puede determinarse de acuerdo a los valores obtenidos para las secciones inicial y final de la transición:

para la sección (2):

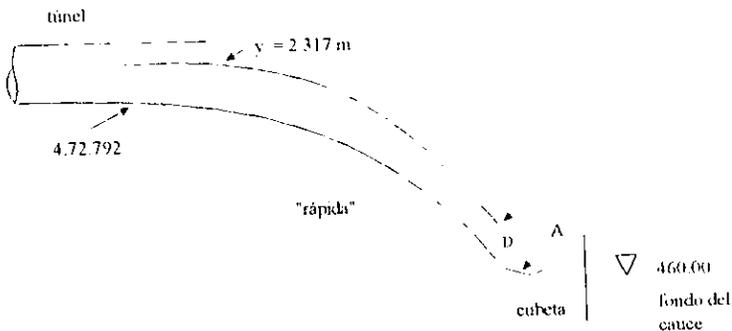
$$\begin{aligned} B.L._2 &= 0.60 + 0.037 (6.457)^3 \sqrt{2.317} \\ &= 0.916 \text{ mts.} \end{aligned}$$

para la sección (3)

$$\begin{aligned} B.L._3 &= 0.60 + 0.037 (15.67)^3 \sqrt{0.405} \\ &= 1.049 \text{ mts.} \end{aligned}$$

Se considerará un bordo libre con valor constante de:

$$B.L. = 1.50 \text{ mts.}$$



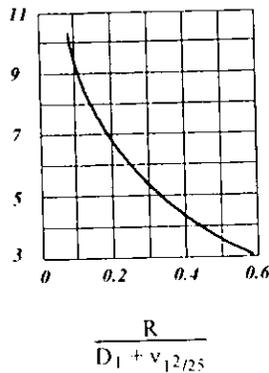
5.4.2 Estructura terminal

Cubeta dentada tipo U.S.B.R.

a. Radio mínimo de la cubeta

Determinamos el número de Froude en la sección de descarga del canal y posteriormente lo relacionamos con la gráfica "α" para determinar el radio mínimo recomendado por la U.S. Bureau of Reclamation. (ref. 2).

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}}$$



Gráfica
(α)

$$Fr_1 = \frac{15.67}{\sqrt{9 \cdot 0.465}} = 7.34$$

De la gráfica obtenemos 0.2 y substituyendo en la relación obtenemos:

$$R = 0.2 (D_1 + v_1^2/2g)$$

$$R = 0.2 (0.465 + 15.67^2/19.62) = 2.596 \text{ mts.}$$

b. Elevación del labio respecto al fondo

Según la U.S.B.R. la elevación del labio respecto al fondo debe ser:

$$\begin{aligned}h_1 &= 0.2 R \\ &= 0.2 (2.596) = 0.519 \text{ mts.}\end{aligned}$$

c. Longitud del labio

Asimismo, la U.S.B.R. (ref. 2) recomienda que el ángulo de salida sea de 16° y por lo tanto, la longitud del labio quede en función de la elevación y el ángulo antes calculados, como lo podemos apreciar en la figura # 28.

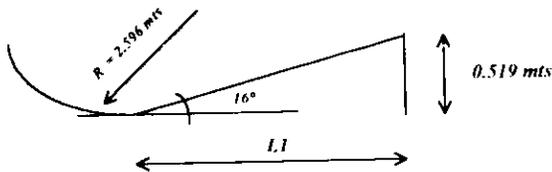


Figura # 28

$$\tan 16^\circ = \frac{0.519}{L_1}$$

$$L_1 = \frac{0.5192}{\tan 16} = 1.81 \text{ mts.}$$

CAPÍTULO VI

PRESUPUESTO

El presupuesto se ha efectuado tomando en consideración las cantidades de obra que aparecen tabuladas en las páginas 90, 91, 92 y 93. Los precios unitarios que se aplicaron fueron tomados del "Catálogo de precios unitarios para fines presupuestales" de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (D.G.C.O.H.).

Por lo que el importe estimado de la presente proposición es de :

\$ 1'233,099.34 (un millón doscientos treinta y tres mil noventa y nueve pesos 34/100 m.n.)

A continuación aparecen los conceptos de obra que intervienen en la construcción del conducto, en él aparecen en forma detallada las descripciones de cada uno de los conceptos, así como la cantidad de obra, su unidad de medida, los componentes del precio unitario, el precio unitario y finalmente el importe.

Concepto		Cantidad de Obra	Unidad	P.U.	Importe
No.	Descripción				
1	Trazo y nivelación para obras hidráulicas, con aparato incluyendo materiales para señalamiento	2,800.00	m ²	.96	5,488.00
2	Desyerbe y limpia del terreno, ataque obligado a mano incluye acarreo libre a 20 m	1,800.00	m ²	2.55	4,590.00
2.1	Sobre acarreo del material producto del desyerbe. (s). Subsecuentes	1,800.00	m ³ /est	0.81	1,458.00
3	Excavación a mano en zanja zona "A" clase II en material saturado, medido en banco, incluyendo afine, traspaleos y extracción a horde zanja				
3.1	Excavación de 0.00 a 2.00 m de prof.	350.00	m ³	4.35	5,372.5
3.2	Excavación de 2.00 a 4.00 m. de prof.	150.00	m ³	20.46	3,069.00
4	Excavación a mano en zanja todas las zonas clase II-A en seco incluye afine, traspaleos y extracción a horde de zanja medido en banco				
4.1	Excavación de 0.00 a 2.00 m de prof.	1,600.00	m ³	25.76	41,216.00
4.2	Excavación de 2.00 a 4.00 m de prof.	500.00	m ³	33.75	16,875.00
5	Excavación a mano en zanjas zona "A" clase II, en seco medido en banco incluye afine, traspaleo y extracción ????? de zanja				
5.1	Excavación de 0.00 a 2.00 m. de prof.	700.00	m ³	9.81	6,867.00
5.2	Excavación de 2.0 a 4.00 m. de prof.	300.00	m ³	15.96	4,788.00

Concepto		Cantidad de Obra	Unidad	P.U.	Importe
No.	Descripción				
6	Excavación a mano en zanja, todas las zanjas clase II-A el material saturado incluye afine, traspaleo y extracción a borde de zanja, medido en banco				
6.1	Excavación de 0.00 a 2.00 m. de prof.	500.00	m ³	27.60	13,800.00
6.2	Excavación de 2.00 a 4.00 m. de prof.	500.00	m ³	30.68	15,340.00
7	Instalación de tubería de concreto reforzado para drenaje con junta de hule, incluye los materiales, mano de obra, herramienta, equipo agua para pruebas, maniobras necesarias, incluye acarreo libre hasta su correcta colocación zona "A"				
7.1	Tubería de concreto reforzado de 61 cm. de diámetro	2,000.00	m	13.22	26,220.00
8	Cama de tezontle para tuberías incluyendo, material, acarreo libre hasta su correcta ejecución, mano de obra y herramienta	680.00	m ³	51.52	35,033.60
9	Cama de arena en zanja para tubería incluyendo material acarreo libre, mano de obra y herramienta	20.00	m ³	85.86	1,717.20
10	Acarreo en camión con carga mecánica de tierra y material mixto producto de las excavaciones medido en el lugar				
10.1	Primer kilómetro	2,000.00	m ³	6.52	13,040.00
10.2	Kilómetros subsecuentes zona urbana	50,000.00	m ³ /km	0.60	30,000.00
11	Acarreo en camión con carga manual de tierra y material suelto producto de las excavaciones				

Concepto		Cantidad de Obra	Unidad	P.U.	Importe
No.	Descripción				
11.1	Primer kilómetro	2,500.00	m ³	8.73	21,825.00
11.2	Kilómetros subsiguientes zona urbana	62,500.00	m ³ /km	0.60	37,500.00
12	Suelo cemento preparado en obra con tepetate acarreo en el primer kilómetro cemento al 8% del peso volumétrico, compacto del 90 al 95% proctor, con rodillo vibratorio o equipo similar, para mejorar la base de cimentación de estructura, preparación con uso de mezcladora	5,500.00	m ³	95.16	523,270
13	Pozo de visita sobre tubo de 0.61 a 0.76 m. de diámetro con muro de tabique rojo recocido de 0.28 m. de espesor colocado a tizón y desplantado sobre firme concreto F'c=150 kg/cm ² , juntado y aplanado interior con mortero 1:4 pulido con cemento trabe de concreto de F'c=150 kg/cm ² en aperturas para recibir los tubos, incluye suministro y colocación de escalones marinos, brocal, y todo los acarreos para su correcta ejecución				
13.1	Prof. de 1.50 m. a rasante hidráulica	90.00	pza	1,231.69	10,852.10
13.2	Prof. de 1.75 m. a rasante hidráulica	5.00	pza	1,458.03	7,290.15
13.3	Prof. de 2.00 m. a rasante hidráulica	5.00	pza	1,578.38	7,891.90
13.4	Prof. de 2.25 m. a rasante hidráulica	2.00	pza	1,697.25	3,394.50
14	Bombeo con bomba de 102 mm (4") diámetro	720.00	hora	26.66	19,195.20
15	Bombeo con bomba de 76 mm (3") diámetro	350.00	hora	37.37	13,079.50

Concepto		Cantidad de Obra	Unidad	P.U.	Importe
No.	Descripción				
16	Suministro y colocación de costales de plástico llenos de barro para represas de control de agua. incluye todo los acarrees para su correcta ejecución	6,000.00	pza	3.90	23,400.00
17	Muro de piedra, brasa limpia, asentado con mortero, cemento, arena 1:5 incluyendo acarrees necesarios y suministro, para su correcta ejecución	250.00	m ³	250.27	62,267.50
18	Acarreo en carretilla de tierra y material mixto producto de excavaciones medido en banco				
18.1	Primera estación de 20 mts	2,000.00	m ³	4.91	9,820.00
18.2	Estaciones subsiguientes de 20 mts	12,000.00	m ³ /est	1.54	18,480.00
19	Acarreo en chunde en baja de 20% de pend.	1,000.00	m ³ /est	97	7,970.00
20	Concreto fabricado en obra con cemento R.N. muros pretilas y foldones de superestructura, incluyendo muestreo, vibrado, curado y desperdicio en cualquier nivel				
20.1	Concreto F'c = 200 kg/cm ² TMA 20 mm	40.00	m ³	648.03	25,921.20
21	Acero de refuerzo grado 42 NM-8-6 incluye suministro en obra, acarreo dentro de la obra, habilitado, colocación, amarres, ganchos, traslapes y desperdicio				
21.1	Acero de refuerzo FY= 4200 kg/cm ² de 9.5 mm de diámetro (3-8)	6.00	ton	4,868.45	29,208.00

Concepto		Cantidad de Obra	Unidad	P.U.	Importe
No.	Descripción				
22	Cimbra y descimbra en cualquier nivel incluyendo chaflanes y acabado de superficie de contacto, limpieza, quitando rebabas y perdiendo juntas	150.00	m ²	45.23	6,784.50
23	Suministro y colocación de herrería, de fierro estructural, incluyendo habilitado, armado, soldado, esmerilado, herrajes, del mismo material, colocación de chapa, desperdicio, flete y una mano de pintura anticorrosiva a cualquier nivel				
23.1	Herrería en parrilla rejillas, marco y contramarcos de registro	1,000.00	kg	13.86	13,860.00
24	Suministro, colocación y prueba de tubo de fierro fundido de una campana con longitud útil de 1.52 m				
24.1	Tubo de F.O.FO de 15 cm (16") de diámetro	60.00	pza	431.83	25,909.80
24.2	Tubo de F.O.FO de 20 cm (8") de diámetro	10.00	pza	271.03	2,710.30
25	Suministro colocación y prueba de codo 90 g. de fierro fundido				
26	Suministro de empaque grafitado de 1.16" de espesor				
26.1	Empaque grafitado de 1.16" x 152 MN D.	90.00	pza	82.14	7,392.60
	Empaque grafitado de 1.16" x 152 MN D.	16.00	pza	123.84	1,981.44

Concepto		Cantidad de Obra	Unidad	P.U.	Importe
No.	Descripción				
26.2	Suministro e instalación de tubo de polietileno de alta densidad RI-13.5, incluye la mano de obra el corte, esmerilado, unión a tope por termofusión, acarreo, herramienta, maquinaria y equipo necesario para la correcta ejecución del trabajo				
26.3	Suministro e instalación de tubería de polietileno de 305 MM. de diámetro	100.00	m	332.99	33,299.00
26.4	Suministro e instalación de tubería de polietileno de 406 mm. de diámetro	50.00	m	516.89	25,844.50
27	Suministro e instalación de codos de polietileno de alta densidad RI-13.5, incluye la mano de obra, unión a tope por termofusión, acarreo, herramienta, maquinaria y equipo necesario para la correcta ejecución del trabajo				
27.1	Impermeabilizante integral de elementos de concreto hidráulico	237.53	m ³	50.10	11,900.00
27.2	Impermeabilizante integral festegral a razón de 1.5 kilos por cada 50 kilos de cemento en concreto F'c = 200 kg/cm ²	40.00	m ³	50.16	2,006.40
28	Pozo de visita sobre tubos de 0.30 a 0.45 m de diámetro con muro de tabique rojo recocido de 0.28 m de espesor colocado a tizon, respaldado sobre firme de concreto F'c = 150 kg/cm ² junteado y aplanado interior con mortero 1:4 pulido con cemento trabe de concreto F'c = 150 kg/cm ² , en aperturas para recibir los tubos suministro y colocación de escalones marinos				

<i>Concepto</i>		<i>Cantidad de Obra</i>	<i>Unidad</i>	<i>P.U.</i>	<i>Importe</i>
<i>No.</i>	<i>Descripción</i>				
29	<i>Profundidad 1.50 M.A.R.H.</i>	2.00	<i>pza</i>	1,549.46	3,098.92
30	<i>Flete en camión de rediles de 10 ton. incluye. carga y descarga recorrido en el área metropolitana</i>	4.00	<i>viaje</i>	400.60	1,602.40
30.1	<i>Acarreos a mano tubería de concreto reforzado de 61 cm. de diámetro en estaciones de 50 m. de longitud</i>	680.00	<i>ton-E</i>	73.64	50,075.20
<i>Total</i>					<u><u>1'233,099.34</u></u>

CONCLUSIONES

1. *La construcción del túnel de interconexión se hace necesaria debido que las lluvias han demostrado que pueden superar la capacidad de manejo de la infraestructura hidráulica actual construida aguas abajo del sitio del túnel.*
2. *La infraestructura actual se encuentra en condiciones muy desfavorables, que ocasionan problemas de inundación y esto se debe a que estas estructuras ya cumplieron con su ciclo de vida o vida útil.*
3. *Con la construcción del túnel se estará estimulando a las personas a que invadan las áreas federales restantes, debido a que esta estructura creará una zona segura y con ello modificando el ecosistema, es decir, empeorándolo.*
4. *El sistema hidráulico del Poniente, considerado en conjunto, trabaja en condiciones precarias a causa de la capacidad insuficiente de sus estructuras y vasos, más lo defectuoso o la carencia de sus estructuras de control que existen a la salida de los vasos. Condición que no garantiza un buen funcionamiento para el manejo de las avenidas, inclusive de las que se consideran como "ordinarias".*
5. *De los tres vasos citados con anterioridad, el más importante es la presa Tarango, cuya capacidad permite abatir considerablemente la magnitud de los gastos máximos y retardar el tránsito de las crecientes, además de poder recibir adecuadamente los caudales procedentes de la presa Tequilasco.*

Los otros dos vasos: Tequilasco y La Mina, también son importantes, pero los dos presentan problemas de sedimentación e invasión de asentamientos humanos que dificultan la regulación de las avenidas.

6. *La zona donde se pretende alojar el túnel no presenta problemas tectónicos, ni fallas geológicas que pudieran provocar inestabilidad en la zona.*
7. *La entrada del flujo al conducto será sin "control" por lo que el nivel de agua a la entrada del túnel será provisto por la altura dada la cortina derivadora.*
8. *El nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.) está definida por la cota de la clave del túnel en la sección de portal de entrada, pues es el nivel máximo para que el conducto opere a "tubo lleno".*
9. *El perfil "S1" se formará cuando el nivel en el cauce "Tarango" o aguas abajo del túnel sea igual o mayor que la cota de salida del conducto. Este perfil no se presentará ya que la descarga es mediante una rápida.*
10. *El perfil "S2" tiene una mayor probabilidad de ocurrencia y se presentará a la entrada del conducto, además está diseñada para soportar avenidas con un gasto máximo de 43.67 m³/seg.*
11. *El perfil "S3" se presentará cuando el gasto sea menor que el gasto de diseño.*

RECOMENDACIONES

1. *El gobierno debe modificar sus estrategias en cuanto al plan hidráulico para la ciudad de México, ya que este tipo de estructuras estimulan la invasión de áreas federales, ocasionando con ello que los ríos pierdan terreno y se vuelvan torrenciales.*
2. *Como la mancha urbana a alcanzado los límites federales, es necesario proteger las áreas que aún se encuentran en buenas condiciones.*
3. *Es indispensable modificar las estructuras de control que existen a la salida de los vasos, substituyéndolos por otros que garanticen, mediante un buen manejo, la regulación adecuada y el desagüe rápido de los mismos, a fin de que cuanto antes estén en posibilidad de recibir nuevas crecientes. Esta modificación incluye como punto capital la instalación de compuertas radiales que pueden accionarse rápidamente y a voluntad en cualquier momento.*
4. *Debe procederse a desazolvar sistemáticamente, tanto los cauces como los vasos de regulación, descargando el producto de estos dragados a sitios en que no afecten las características hidráulicas que deben tener los mismos.*
5. *Conviene hacer las gestiones necesarias para obtener en propiedad "a perpetuidad" los terrenos que ocupan los vasos, y deberán cercarse y vigilarse, tanto éstos como los cauces, para evitar deterioros o invasiones de "paracaidistas".*

BIBLIOGRAFÍA

1. *Apuntes de hidráulica II*
Gilberto Sotelo Ávila
Facultad de Ingeniería (UNAM)
2. *Manual de diseño de obras civiles, hidráulica*
Comisión Federal de Electricidad
3. *Diseño hidráulico de estructuras*
Gilberto Sotelo Ávila
Facultad de Ingeniería (UNAM)
4. *Hidráulica de canales abiertos*
Ven Te Chow
Mc Graw Hill
5. *Manual de diseño de presas pequeñas*
U.S.B.R.
6. *Obras hidráulicas*
Francisco Torres Herrera
Limusa
7. *Manual del Ingeniero Civil, tomo IV*
Frederick S. Merrit
Mc Graw Hill
8. *Fundamentos de hidrología de superficie*
Francisco J. Aparicio Mijares
Limusa

9. *Ingeniería sanitaria y aguas residuales*
Fair Geyer y Okun
Limusa

10. *Apuntes de diseño de una obra de desvío con*
conductos en túnel
Héctor García Gutiérrez
Facultad de Ingeniería (UNAM)

Se consultaron además las siguientes obras y estudios:

11. *Diagnóstico hidrológico de las presas del poniente*
Instituto de Ingeniería de la UNAM
Biblioteca del D.D.F.

12. *Estudio topográfico del sistema de presas del poniente*
Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica
(D.G.C.O.H.), D.D.F.