

Lij. 133

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA**



**OBRAS DE PROTECCION CONTRA
INUNDACIONES DE LA CIUDAD DE TOLUCA, MEX.**

T B S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JUAN LUIS TAPIA DONOSO

México, D. F.

1980



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL

Autónoma

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-144

Al Pasante señor JUAN LUIS TAPIA DOMOSO,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Eng. Antonio Fernández Esparza, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"OBRAS DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES DE LA CIUDAD DE TOLUCA, MEX."

1. Generalidades
2. Estudios preliminares
3. Análisis hidrológico
4. Diseño de obras de protección
5. Conclusiones y recomendaciones
6. Anexo de planos

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable 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 los ejemplares de la tesis, al título del trabajo realizada.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 25 de julio de 1979
RE DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ OSPINO

JJJ/OSR/ser

INDICE

	Página
INTRODUCCION	1
1. GENERALIDADES	3
1.1. OBJETIVO	3
1.2. LOCALIZACION	3
1.3. VIAS DE COMUNICACION	5
1.4. CLIMA	5
1.5. DESCRIPCION DE LA ZONA	5
1.6. DESCRIPCION DEL PROYECTO	6
1.7. METODOLOGIA	7
2. ESTUDIOS PRELIMINARES	10
2.1. ESTUDIOS TOPOGRAFICOS	10
2.2. ESTUDIOS DE GEOTECNIA	11
2.2.1. ESTUDIO DE GEOTECNIA PARA LA CONSTRUCCION DE CANALES Y REC- TIFICACION DE ARROYOS.	12
2.2.2. ESTUDIO GEOTECNICO DEL SITIO DE LA BOQUILLA DE LA PRESA TEJALPA	18
2.2.3. ESTUDIO DE BANCOS DE MATERIALES PARA LA PRESA TEJALPA	21
2.3. ESTUDIO DE AZOLVES	24
2.3.1. SITUACION ACTUAL DE LA EROSION DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO	24

	Página
2.3.2 CUANTIFICACION DE AZOLVES	26
2.3.2.1 METODOS PARA DETERMINAR EL GASTO DE SOLIDOS	28
2.3.2.2 APLICACION DE LOS METODOS	34
3. ANALISIS HIDROLOGICO	43
3.1. ANALISIS DE LA INFORMACION DISPONIBLE	43
3.2. CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LAS CUENCAS.	47
3.3. GASTOS MAXIMOS	49
3.3.1 METODOLOGIA UTILIZADA	49
3.3.2 DETERMINACION DE GASTOS MAXIMOS EN EL ARROYO TEJALPA.	51
3.3.3 DETERMINACION DE GASTOS MAXIMOS EN LOS DEMAS ARROYOS.	62
3.3.3.1 OBTENCION DE CURVAS INTENSI- DAD-DURACION-PERIDO DE RETOR- NO.	62
3.3.3.2 OBTENCION DE LOS GASTOS DE DISERNO POR LOS METODOS DE GREGORY ARNOLD Y CHOW.	72
3.3.4 SELECCION DEL METODO Y PERIODO DE RETORNO.	78
3.4. FORMACION DE HIDROGRAMAS	80
3.5. TRANSITO DE AVENIDAS Y SUPERPOSICION DE HIDROGRAMAS EN LOS CANALES DE INTERCO- NEXION.	83

	Página
4. DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCION	89
4.1. CRITERIOS GENERALES	89
4.2. CANALES DE INTERCOMUNICACION	89
4.2.1 DISEÑO HIDRAULICO DEL CANAL CANO-VERDIGEL.	91
4.3. OBRAS DESVIADORAS Y DERIVADORAS	103
4.3.1 DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA INTERCEPTORA VERDIGEL.	104
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	117
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	118
ANEXO DE PLANOS	119

INTRODUCCION.

Muchas ciudades al irse desarrollando, llegan a ser afectadas por escurrimientos pluviales o por ríos, los cuales deben ser controlados de alguna forma, ya sean entubandolos, construyendo estructuras para el control de avenidas antes de que entren a la ciudad o bien desviando el curso de sus aguas.

Para darle una solución adecuada a este problema intervienen muchos factores, entre los cuales se pueden mencionar: las características fisiográficas de la región, las condiciones socio-económicas de sus habitantes, el régimen hidrológico de los escurrimientos y la magnitud de los daños provocados al no existir algún tipo de control.

En este trabajo se analiza una solución para la prevención de inundaciones en una zona de la ciudad de Toluca provocada por diversos arroyos que la atraviesan entubados, y a los cuales descarga el drenaje de la ciudad.

Primeramente se analizan los objetivos, antecedentes y características más importantes de la zona del proyecto; posteriormente se describen los distintos estudios realizados y que son de interés para el diseño de las distintas obras hidráulicas.

En tercer término se desarrolla el estudio hidrológico, al cual se le ha dado un mayor énfasis que a los capítulos anteriores dada su importancia en este tipo de proyectos.

En la cuarta parte se presentan los criterios usados en el diseño hidráulico de las distintas obras implicadas en el proyecto.

Finalmente al término del trabajo se incluyen conclusiones y recomendaciones.

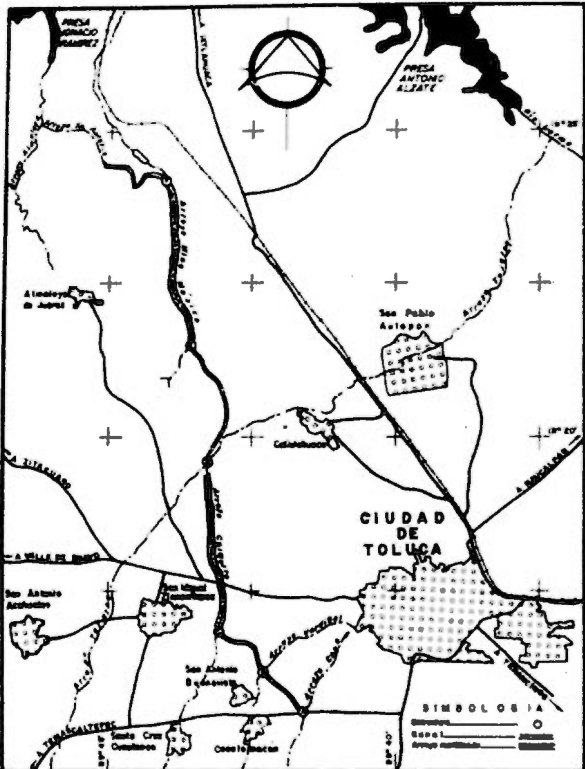
1. GENERALIDADES.

1.1 OBJETIVO.

En la parte suroeste de la ciudad de Toluca existe una zona que sufre inundaciones año tras año debido a que el drenaje de la ciudad descarga en los arroyos Cano y Verdígel que la atraviesan entubados, razón por la cual se contempla la necesidad de desviar las aguas de los arroyos mencionados por medio de un sistema de canales de intercomunicación y ríos rectificadas hacia la presa Ignacio Ramírez, en la cual el nuevo volumen de agua podría ser utilizado para abrir nuevas hectáreas al cultivo.

1.2 LOCALIZACION.

La zona en estudio se encuentra localizada al oeste de la ciudad de Toluca, Estado de México, entre las coordenadas geográficas; 19°07' y 19°30' de latitud Norte y entre 99°40' y 99°53' de Longitud Oeste; abarcando las cuencas de los arroyos Cano, Verdígel, Tejalpa, Mina México y Almoloya, todas subcuencas de la cuenca del río Lerma.



CROQUIS DE LOCALIZACION

ESCALA GRAFICA



1.3 VIAS DE COMUNICACIÓN

La región cuenta con un sistema muy bueno de comunicaciones, tanto interna como externamente.

Es atravesada por las carreteras Toluca-Temascaltepec, Toluca-Zitácuaro y Toluca-Querétaro, de cada una de las cuales salen una serie de ramales que forman una amplia red de caminos que unen casi todos los poblados que se encuentran en nuestra zona de estudio.

La zona es atravesada también por el ferrocarril Toluca-Acámbaro, Gto.

1.4. CLIMA.

Según la clasificación de Köpen, modificada por E. García que aparece en la Carta de Climas México 14 Q-V editada por DETENAL, la zona tiene un clima templado y subhúmedo con lluvias en verano, con oscilaciones anuales de temperatura entre 12 y 16°C.

1.5 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA.

El inicio de las cuencas de los arroyos en estudio se encuentra en el volcán Nevado de Toluca. De aquí bajan numerosos escurrimien-

tos que llegan a formar verdaderos acantilados, los cuales más abajo dan origen a los arroyos mencionados en el inciso 1.2.

En las partes altas de las cuencas existen bosques naturales de coníferas, los cuales van desapareciendo hasta llegar a las faldas del volcán, en donde comienza una zona cuyo suelo está dedicado a la agricultura de temporal anual. Desde las faldas del Nevado hasta el río Lerma se encuentran una serie de poblados de importancia como son: Cacalomacán, San Antonio Buenavista, San Miguel Zinacantepec, San Luis Mextepec, Calixtlahuaca, y como centro principal la ciudad de Toluca.

1.6 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

Después de analizar diferentes alternativas a nivel de esquemas de anteproyecto, se planteó la solución que a continuación se describe cumpliendo con los objetivos estipulados en el inciso 1.1.

El arroyo Cano será desviado en su totalidad hacia el arroyo Verdigel a través de un canal al cual llamaremos interconexión Cano-Verdigel, mismo que interceptará al arroyo Verdigel mediante una estructura que captará sus escurrimientos. A partir de este sitio el canal continúa hasta incorporarse al arroyo Chiquito, el cual

se revisó para las nuevas condiciones, rectificándose en los tramos que fueron necesarios hasta la confluencia con el arroyo Tejalpa.

En dicha confluencia se construirá una presa derivadora que dejará pasar $85 \text{ m}^3/\text{seg}$ hacia el arroyo Tejalpa, (máxima capacidad de dicho arroyo) y el gasto excedente se desviará con un canal hasta el arroyo Mina México. También se revisó la capacidad hidráulica natural del mencionado arroyo para determinar si soportaba los gastos propios más los provenientes del Tejalpa.

Finalmente habrá una estructura repartidora en el arroyo Mina México que desviará los gastos excedentes, los cuales serán conducidos por un canal que descargará en el arroyo San Antonio, afluente del arroyo Almoloya. Este último arroyo descarga directamente al vaso de la presa Ignacio Ramírez.

1.7 METODOLOGIA.

Previo al presente proyecto, y como se mencionó anteriormente, fue necesario un estudio a nivel de anteproyecto de alternativas de desvío para la interconexión de los arroyos bajo los siguientes aspectos: que topográficamente tuvieran un desnivel adecuado entre

ambos arroyos para que el escurrimiento por gravedad se cumpliera, que tuvieran el menor volumen de excavaciones y la afectación a tierras de labor fueran mínimas.

Una vez seleccionadas las alternativas de desvío se procedió al análisis hidráulico de los mismos, apoyados en los resultados de los estudios de azolve y de geotécnia, como también en el análisis hidrológico.

En el análisis hidráulico de los canales se consideró que cumplieran con restricciones referentes a bajas velocidades, elevación de planilla adecuada para facilitar el drenaje local, compensación entre corte y terraplén y cubeta del canal en excavación parcial, cuando menos.

Debido al funcionamiento hidráulico del sistema, previsto de que controlará y desviará arroyos de régimen intermitente, se transitaron las avenidas máximas probables a través de los canales, tomando en cuenta su tiempo de concentración al efectuar la superposición de hidrogramas para definir la máxima capacidad de diseño. Este análisis aparece al final del estudio hidrológico.

Con respecto a la rectificación de los arroyos, la tónica seguida fue determinar su capacidad actual y compararla con la necesaria del proyecto. Las rectificaciones consistieron en ampliaciones laterales de las secciones, respetando en lo posible la pendiente

natural de los lechos, a fin de no alterar el régimen de escurrimiento natural, ya que podrían provocarse remansos e inundaciones en zonas donde actualmente no ocurren. Sin embargo la mayoría de los arroyos tienen pendientes supercríticas y por tanto arrastran azolves, los cuales se esperan controlar en las estructuras proyectadas. La rectificación en planta trata de seguir en lo posible el curso actual de los arroyos.

2. ESTUDIOS PRELIMINARES.

2.1 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.

Con el objeto de tener una representación del terreno natural de los distintos tramos seleccionados para el proyecto de canales y de los arroyos por rectificar, fue necesaria la realización de un estudio topográfico, el cual consistió en el levantamiento de poligonales para dar apoyo al trazo de proyecto, perfiles por las poligonales y secciones transversales a cada 20 metros.

Al mismo tiempo se realizaron levantamientos topográficos especiales en los sitios donde se van a desplantar estructuras especiales, como son obras de control u obras de desvío.

También en este estudio se recopiló información respecto a las estructuras existentes en los arroyos, con el fin de proporcionar los datos necesarios para su posterior revisión bajo las nuevas condiciones hidráulicas con proyecto.

Tanto el trazo de canales como las poligonales para los arroyos fueron realizados con tránsito de un minuto de aproximación y

estacando a cada 20 m. Todos los puntos de inflexión fueron referenciados con un mínimo de 4 referencias. El trazo fue ligado a la mojonera 112 del trazo de apoyo del Acueducto Cutzamala, con lo cual el sistema coordinado quedó referido al poste geodésico de Tacubaya.

El levantamiento del perfil de las poligonales se realizó con nivel fijo, quedando el sistema vertical referido al BND 1-277 localizado en Atzacolco, D.F. y cuya elevación es 2 245.0078 m.s.n.m.

Los perfiles fueron dibujados en papel milimétrico a escala vertical 1:100 y horizontal 1:2000. Las plantas se dibujaron a escala 1:2000 y las secciones transversales a escala 1:100 vertical y horizontal.

Para contar con un control vertical, se establecieron bancos de nivel localizados a lo largo del sistema, colocados en estructuras y sitios inamovibles fuera del alcance de la zona de trabajo.

2.2 ESTUDIOS DE GEOTECNIA.

Para el diseño de las obras fue necesaria información geotécnica, motivo por el cual se realizaron tres tipos de estudios, consis-

tentes en un estudio geotécnico para la construcción de canales y rectificación de arroyos un estudio geotécnico de la boquilla donde se desplantará la presa Tejalpa, la mayor de las estructuras, y uno de bancos de materiales para la misma obra.

2.2.1. ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA CONSTRUCCION DE CANALES Y RECTIFICACION DE ARROYOS.

El objetivo de este estudio fue determinar el tipo de material sobre el cual serán desplantados los canales, proporcionando sus características fundamentales como también recomendaciones respecto a los taludes en excavación y posibilidades de usar el producto de dichas excavaciones en la construcción de bordos en los tramos donde fuese necesario.

A continuación se presentan los resultados de los trabajos de campo y laboratorio que se realizaron. El trabajo de campo ejecutado consistió en sondeos del tipo de pozo a cielo abierto llevados hasta una profundidad de 3.50 m; de ellos se obtuvo el perfil estratigráfico y la obtención de muestras de tipo alterado e inalterado, estas últimas a base de muestras cúbicas. En lo que toca al trabajo de laboratorio, se realizaron pruebas de clasificación (límites de Atterberg y granulometría), determinación

de densidad de sólidos y la prueba triaxial rápida. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 2.2.1. y en la figura 2.2.1, y a continuación se hace una descripción de los distintos tramos del trazo y las recomendaciones pertinentes en cada caso.

Tramo entre el Arroyo Cano y el Arroyo Chiquito:

En este tramo, comprendido por los canales Cano - Verdigel y Verdigel - Chiquito, se detectó la siguiente estratigrafía. Una capa superficial de arcilla arenosa café de mediana plasticidad, que constituye la cobertura vegetal o suelo agrícola. El espesor de esta capa está comprendido entre 0.40 y 0.60 m. Subyaciendo a este estrato, se encuentra una toba arcillo-arenosa, de consistencia firme a muy firme. En el tramo en cuestión se realizaron dos sondeos, cuya ubicación se muestra en la figura 2.2.2, obteniéndose del sondeo No. 1 una muestra inalterada, en la cual se realizó una prueba triaxial rápida donde se obtuvieron los siguientes datos: $\phi = 32^{\circ}30'$ y $c = 2.6 \text{ ton/m}$.

La construcción del canal en esta longitud requiere de efectuar excavaciones y colocación de bordos en postizo, cuya profundidad o altura no será superior a 3.00 m por lo que se recomienda emplear taludes 0.75:1. En el caso de la formación de bordos el material deberá compactarse al 95% de su peso volumétrico seco máximo.

RESUMEN DE RESULTADOS PARA LA CONSTRUCCION DE LOS CANALES													
SONDEO	GRANULOMETRIA			S _s	LIMITES			SUCS	W natural	W optima	γ optimo	φ	C ton/m ³
	% G	% A	% F		LL	LP	IP						
Pozo 1	12.3	69.2	18.5	2.676	NO	PLASTICO		Toba arenoso-arcillosa	14.3	11.8	1824	32°30'	2.6
Pozo 2	9.1	60.0	40.9	2.630	38.0	15.0	23.0	Toba arenoso arcillosa	19.7	19.4	1680	-	-
Pozo 3	10.4	67.2	22.4	2.679	27.9	20.3	7.6	Toba arenoso-arcillosa	17.6	16.0	1780	-	-
Pozo 4	16.7	50.1	33.2	2.665	31.7	15.3	16.4	Toba arenoso arcillosa	19.2	20.0	1656	25°	4.0
Pozo 5	10.4	68.7	20.9	2.658	30.2	22.1	8.1	Toba arenoso arcillosa	18.3	16.5	1760	29°	3.2

TABLA 2.2.1.

CURVAS GRANULOMETRICAS DE POZOS SOBRE EL TRAZO DE LOS CANALES

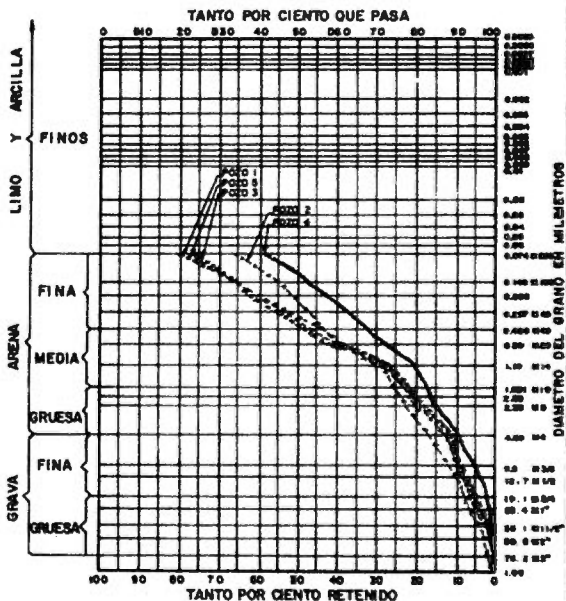


Fig. 2.2.1.

En lo que respecta a las estructuras desviadoras localizadas en este tramo y que serán de concreto, no habrá problemas con el suministro de agregados pétreos (gravas y arenas), ya que estos se encuentran en el sitio donde se construirán (lechos de los arroyos). Estos materiales reúnen las características de sanidad o calidad y granulometría adecuadas para la elaboración de concreto hidráulico.

Tramo por el Arroyo Chiquito:

El cauce del arroyo Chiquito está constituido por un aluvión cuyo espesor es del orden de 1.50 m. En las paredes del cauce se pudo observar que está labrado en un suelo formado por tobas y en algunos lugares, adyaciendo aparece un estrato de acarreo formado por gravas y arenas.

En los terrenos vecinos al cauce, se presenta la misma estratigrafía mencionada anteriormente.

El proyecto en este tramo solo contempla la rectificación del cauce consistente en ampliaciones laterales en aquellos lugares donde no exista capacidad, por lo cual las excavaciones se efectuarán en material formado por tobas, para lo cual se recomiendan taludes de 0.75:1 y en aquellos tramos donde se encuentran gravas y arenas se recomiendan taludes de 1.5:1.

Tramo canal Tajaipa-Mina México y Arroyo Mina México.

Entre el arroyo Tajaipa y el arroyo Mina México se hicieron dos pozos a cielo abierto. En este tramo el canal quedará desplazado sobre un suelo constituido por tobas arcillo-arenosas compactas, mismas que afloran en las márgenes del arroyo Mina-México. En esta longitud se recomienda que los taludes sean de 0.75:1.

Para las estructuras de control que quedarán localizadas en este tramo no existirán problemas en su construcción, ya que existen los materiales adecuados y en la cantidad suficiente.

Para la estructura derivadora Tajaipa, que se localiza al inicio de este tramo, se realizó un estudio geotécnico especial dada su importancia, el cual se describe más adelante.

Tramo Canal Mina México-Arroyo San Antonio.

En este tramo se presenta la misma formación ya mencionada; es decir toba arcillo-arenosa de compacidad media a alta.

En este tramo el trazo del canal atraviesa el parteaguas de los arroyos Mina México y Almoloya, razón por la cual será necesario hacer cortes de hasta 5.00 m de profundidad.

Las características índice y las propiedades de la toba arcillo-arenosa se muestran en forma tabulada en la tabla 2.2.1, donde puede verse su composición granulométrica, el carácter de los finos y la resistencia al esfuerzo cortante. Esta propiedad mecánica se determinó por medio de pruebas triaxiales rápidas en probetas obtenidas de las muestras inalteradas que se pudieron labrar de los pozos a cielo abierto.

2.2.2 ESTUDIO GEOTECNICO DEL SITIO DE LA BOQUILLA DE LA PRESA TEJALPA.

El sitio elegido para la construcción de la presa Tejalpa se encuentra a 175 m. aguas abajo de la confluencia de los arroyos Chiquito y Tejalpa, cerca de la población de Tecajic, Edo. de México.

Esta boquilla fue seleccionada por presentar características favorables, tales como su simetría desde el punto de vista topográfico y su homogeneidad en relación a los materiales que existen en el sitio.

Durante una primera etapa de inspección geotécnica, se observó que la boquilla está labrada en un potente depósito aluvial formado por arena, gravas y boleos en forma aislada. Debido a lo anterior se

estimó necesario efectuar un estudio geotécnico, el cual mediante un programa de perforaciones proporcionara la distribución relativa, perfil estratigráfico y permeabilidad de las formaciones aluviales.

Dichos trabajos se dividieron en exploración de campo y pruebas de laboratorio. Los primeros consistieron en sondeos con máquina que llegaron hasta una profundidad de 15 metros, cuyo avance se realizó practicando la prueba de penetración estándar y donde no fue posible se utilizó rotación con broca tricónica, con lo cual fue posible conocer la estratigrafía de los suelos aluviales existentes. En laboratorio se determinaron las características granulométricas y densidades de sólidos a las muestras alteradas obtenidas, y en el sitio se llevaron a cabo pruebas de permeabilidad de campo tipo Lefranc usando la variante de inyección de carga constante, a fin de conocer las propiedades hidráulicas de los materiales. Estas pruebas fueron necesarias de hacerlas debido a la imposibilidad de recuperar muestras inalteradas y dado que en la recuperación de muestras alteradas el lavado de la fracción fina llega a ser importante por lo que la determinación de la permeabilidad de los materiales así muestreados resulta poco precisa.

Con base en los resultados de los trabajos aducidos anteriormente se puede mencionar que la boquilla está labrada en un potente depósito

aluvial con un espesor mayor de 15 m., formado por arenas medias y gruesas, gravas y boleos en forma aislada, que en conjunto tienen un grado de acomodo muy alto, es decir que su densidad relativa oscila entre el 90 y 100%, ya que el número de golpes en la prueba de penetración estándar fue mayor de 50.

Los resultados de la determinación del coeficiente de permeabilidad arrojaron un promedio de $K = 2.2 \times 10^{-3}$ cm/seg, con un coeficiente de variación de 0.06. Cabe mencionar que no se observó una disminución considerable de la permeabilidad con la profundidad.

Con base a las características y condiciones geotécnicas que presenta el sitio de la boquilla de la presa Tejalpa, se recomienda que esta sea de tipo flotante, para lo cual se puede afirmar lo siguiente:

No se presentarán problemas especiales de cimentación para la construcción, ya que será de poca altura. Dada la alta permeabilidad del suelo de cimentación no se presentarán asentamientos diferidos (a largo plazo) y los que ocurran se presentarán durante la construcción, y serán de magnitud mínima por el alto grado de acomodo de los granos que forman el aluvión.

Por la naturaleza de los suelos existentes y por la presencia del arroyo Tejalpa, las excavaciones que se tengan que realizar tendrán severos problemas de filtración de agua. Con el objeto de disminuirlos se recomienda desviar el arroyo.

Las excavaciones tendrán que diseñarse con taludes 1:1 para que estos sean estables.

2.2.3 ESTUDIO DE BANCOS DE PRÉSTAMO PARA LA PRESA TEJALPA.

Para la construcción de la presa derivadora Tejalpa, cuya cortina será de tipo flotante, se necesitará material de tipo impermeable para el corazón de la cortina, permeable para las zonas de transición y filtros, y material de enrocamiento.

Para tales efectos se realizó un estudio que consistió en localizar y seleccionar Bancos de Préstamo de Materiales que técnica y económicamente sean adecuados para emplearse en la construcción de la cortina y estructuras complementarias de la presa derivadora Tejalpa.

Los bancos de préstamo se clasificaron en impermeables, permeables y de material para enrocamiento. De cada uno de los bancos localizados se obtuvieron muestras, a las cuales se le hicieron distintas pruebas para conocer las características fundamentales de los bancos.

En la figura 2.2.2 se muestra la localización de los distintos bancos, y en las tablas siguientes se muestran las características de cada uno de ellos.

22
TABLA 2.2.2

DATOS GENERALES DE LOS BANCOS							
BANCO	EMPLCO	REGALIAS	DISTANCIA AL EJE (Km.)	EN (m)	VOLUMEN APROVECHABLE	TRATAMIENTO REQUERIDO	
LA CARCEL	Material impermeable	prop. privada	5 0	4 0	25000 m ³	desplante	
LOS CONEJOS	Material impermeable	prop. estatal	5 0	1 5	15000 m ³	desplante	
SANTIAGO	Material impermeable	prop. privada	7 0	5 0	25000 m ³	desplante	
SANTIAGO	Material impermeable	prop. privada	7 5	7 0	200000 m ³	desplante	
TECAJIC	Material impermeable	prop. privada	2 0	1 0 0	400000 m ³	desplante	
TECALPA	RENE I	Material permeable	prop. estatal	0 0	20 0	20000 m ³	desplante
	RENEL	Material permeable	prop. federal	0 0	6 0	30000 m ³	desplante
EL SURIDERO	Material permeable	prop. federal	1 5	1 0 0	120000 m ³	desplante	
A CASO	Material permeable	prop. federal	-	1 5	3000 m ³	desplante	
EL VERDE	Material permeable	prop. federal	-	1 0	2000 m ³	desplante	
LA OJILLA	Material permeable	prop. federal	-	3 0	3000 m ³	desplante	
MATITAS	Erosionadas	prop. estatal	0 5	1 5 0	300000 m ³	siembra	
SAN MARTIN	Filtro del banco	prop. estatal	3 0	20 0	300000 m ³	siembra	

TABLA 2.2.3

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL		BANCOS					
		TECALPA	LA CARCEL	LOS CONEJOS	SANTIAGO	SANTIAGO	TECAJIC
PORCENTO RETENIDO EN LA MALLA ABERTURA (EN MM.)	70.2 (13")	12.5	6.2	2.6	1.9	0.0	0.0
	38.1 (11/2")	26.1	14.4	18.5	15.5	1.3	6.1
	19.1 (3/4")	48.7	27.7	38.3	27.5	5.2	20.9
	4.76 (1/4")	72.9	53.5	60.7	44.9	17.4	41.9
PORCENTO QUE PASA LA MALLA ABERTURA (EN MM.)	4.76 (1/4")	27.1	46.7	39.3	35.1	62.6	38.1
	19.1 (3/4")	8.4	1.9	7.0	4.3	33.1	71.2
	70.2 (13")	22.7	6.1	17.7	15.0	42.5	71.9

TABLA 2.2.5

ROCA	
CARACTERISTICAS DEL MATERIAL	BANCO MATITAS
IDENTIFICACION MEGASCOPICA	Basalto

TABLA 2.2.4

MATERIAL IMPERMEABLE						
CARACTERISTICAS DEL MATERIAL	BANCO LA CARCEL	BANCO LOS CONEJOS	BANCO SANTIAGO	BANCO SANTIAGO	BANCO TECAJIC	
PORCENTO QUE PASA LA MALLA ABERTURA (EN MM.)	4.76 (1/4")	100.0	100.0	100.0	100.0	
	19.1 (3/4")	68.3	81.7	90.2	76.9	
LIMITE LIQUIDO %	41	39	46	42	48	
LIMITE PLASTICO %	14	18	20	19	16	
PESO VOLUMETRICO OPTIMO (kg/m ³)	1680	1600	1600	1580	1670	
HUMEDAD OPTIMA	20.0	22.4	21.0	22.9	21.3	
HUMEDAD NATURAL	14.7	16.4	16.4	21.0	18.2	
COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	1.80x10 ⁻⁹	1.62x10 ⁻⁹	1.86x10 ⁻⁹	1.63x10 ⁻⁹	1.88x10 ⁻⁹	

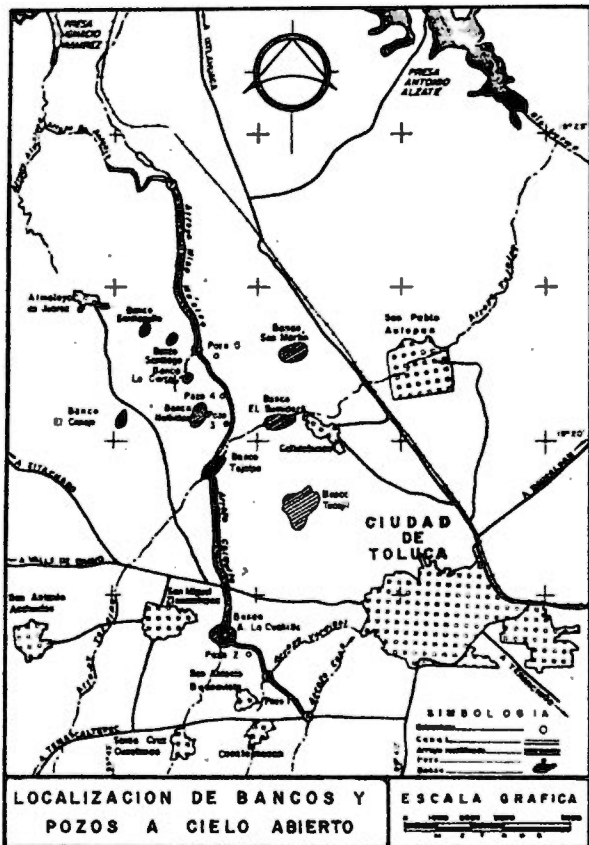


Fig 2.2.2

2.3 ESTUDIO DE AZOLVES.

Este capítulo tiene por objeto realizar un diagnóstico de la situación actual erosiva de las cuencas de los arroyos Cano, Verdigel y Tejalpa, para determinar el grado de avance de la erosión y su influencia en el arrastre de azolve en los arroyos, con el fin de proponer algún tipo de solución para su control que permita incrementar la vida útil de las obras; asimismo se cuantifica la cantidad de azolve acarreado con la aplicación de algunos métodos empíricos.

2.3.1. SITUACION ACTUAL DE LA EROSION DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO.

Los principales sitios de erosión fueron localizados basándose en vuelos de reconocimiento, fotografías aéreas de escala 1:25 000, planos de DETENAL sobre Uso del Suelo y visitas de campo.

El inicio de las cuencas de los arroyos en estudio se encuentra en el nevado de Toluca, en donde la existencia de bosques naturales de coníferas, con predominio de pinos, mantienen un suelo con una cobertura vegetal que lo protege de los agentes erosivos.

Existen también en esta región pequeñas zonas de pastizal inducido y matorral inerme, que se encuentran rodeadas de bosques, no existiendo por el momento posibilidad de que entren en proceso de erosión.

A partir de las faldas del nevado de Toluca (elevación 3 100 m.s.n.m. aproximadamente), comienza una zona cuyo suelo está dedicado a la agricultura de temporal, donde no existen métodos adecuados de cultivo que protejan el suelo. En muchas parcelas los surcos son mal orientados, lo que ocasiona pérdidas considerables de la capa vegetal. Esta situación rompe el equilibrio hidrológico provocando que el suelo se haga más vulnerable al ataque de los agentes erosivos, situación que continúa hasta la extinción total de la tierra, cuando el agua escurre libremente sobre los estratos más duros del subsuelo.

En este proceso se produce un transporte de los productos de la erosión debido a las avenidas, los que llegan a los cauces, depositándose en las zonas donde la velocidad del escurrimiento lo permite.

En esta zona también se localizaron sitios de erosión hídrica fuerte, donde se observó que debido a las grandes pendientes, los escurrimientos han ido socavando su lecho hasta formar verdaderos acantilados de hasta más de 15 m de profundidad en la cuenca del arroyo Cano y más de 50 m en la cuenca del arroyo Tejalpa; lógicamente en este proceso de socavación la cantidad de azolve acarreado es de consideración, y se deposita en zonas donde la pendiente se suaviza o donde por alguna otra causa la velocidad del agua disminuye.

En muchos lugares se observó que por la carencia de vegetación, el proceso de socavación de los cauces ha ido avanzando hacia las laderas en las zonas de material poco resistente a los efectos del agua, originando cárcavas que destruyen los terrenos de cultivo.

En la cuenca del arroyo Cano se observó que muchos terrenos de cultivo tienen surcos en el sentido del escurrimiento, lo que ha acelerado el proceso de erosión. No ocurre lo mismo en la cuenca del arroyo Verdigel, donde se practica casi en su totalidad el cultivo en terrazas.

En la cuenca del arroyo Tejalpa el proceso erosivo se encuentra en avance, localizándose algunos sitios en los cuales la erosión hídrica es crítica.

2.3.2 CUANTIFICACION DE AZOLVES.

En este estudio fue necesario cuantificar el azolve que se depositará en aquellos sitios donde se levanten estructuras, o donde se cambie el régimen hidráulico de los arroyos. Para tales efectos se utilizaron algunos métodos empíricos que han sido deducidos a partir de modelos hidráulicos o de observaciones de cauces naturales, los cuales utilizan como datos las características hidráulicas del sitio en el cual se desea conocer el gasto sólido y la granulometría del material de fondo en dicho lugar.

Estos métodos dan como resultado un gasto sólido asociado a un determinado gasto líquido, por lo cual si se cuenta con un hidrograma líquido es posible asociarle un hidrograma de gastos sólidos. El área bajo la curva del hidrograma de sólidos correspondiente a un determinado tiempo nos representa el volumen de sólidos que pasan por la sección analizada en dicho tiempo.

Para nuestro estudio se analizó el año 1971, que fue cuando se presentó el gasto máximo registrado en la estación hidrométrica Calixtlahuaca, obteniéndose así el volumen anual de azolve en cada uno de los sitios de interés.

A continuación se describen distintos métodos utilizados, algunos de los cuales permiten obtener el gasto de fondo de sedimentos arrastrados y otros el gasto sólido total debido al arrastre de fondo, en el cual se incluyen los sólidos en suspensión producidos por dicho arrastre.

Como estos métodos empíricos fueron desarrollados bajo ciertas condiciones experimentales, no deben sorprender las variaciones que puedan existir entre sus resultados.

La cuantificación de los sólidos en suspensión que tienen su origen en la cuenca y que no son producto del arrastre de fondo, solo se puede realizar en base a mediciones directas de la concentración.

2.3.2.1. METODOS PARA DETERMINAR EL GASTO DE SOLIDOS.

a). Método de Garde y Albertson.

En forma general, el arastre de material sólido del fondo se puede expresar como una función del esfuerzo cortante:

$$g_B^* = f(\tau^*) \quad (2.1)$$

en la que:

$$g_B^* = \frac{g_B}{\gamma_s \gamma D} \quad (2.2)$$

$$y \quad \tau^* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)} D \quad (2.3)$$

siendo:

D = diámetro medio del material del fondo, en m.

γ = peso específico del agua (1 000 kg/m³)

γ_s = peso específico de los grãos del material de fondo.

τ_0 = esfuerzo cortante en el fondo producido por la corriente cuyo arastre se desea calcular, esta dado por:

$$\tau_0 = \gamma R S \quad (2.4)$$

V = Velocidad media de la corriente, en m/seg.

V_* = Velocidad al esfuerzo cortante, en m/seg. se puede calcular como:

$$V_* = \sqrt{g R S} \quad (2.5)$$

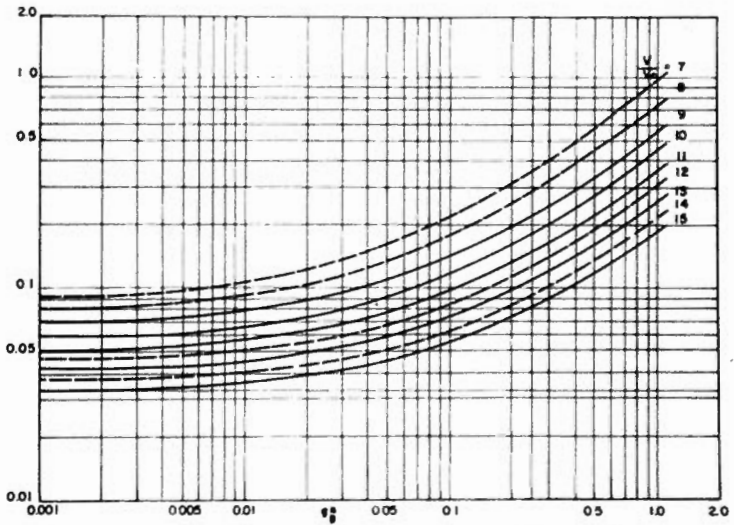
g = Aceleración hidráulica.

R = Radio hidráulico, en m.

S = Pendiente hidráulica.

A partir de los parámetros adimensionales 2.2 y 2.3, y en base a sus propias experiencias como a los de varios investigadores, Garde y Alberson propusieron la gráfica que se muestra en la figura 2.3.1 para un cauce con irregularidad en el fondo, consistentes en rizos y dunas. En la mencionada gráfica se presentan varias curvas para diversos valores del parámetro adimensional V/V_* , que relaciona la velocidad media del flujo con la velocidad cortante del grano. Este parámetro sirve como índice de la irregularidad del fondo, la cual es función del arrastre. El procedimiento de cálculo es como sigue:

1. Con los datos hidráulicos se obtiene τ_0
2. Se calcula V_* y el parámetro V/V_* .
3. Con los datos anteriores y la gráfica de la figura 2.3.1 se determina en el eje de las abscisas g_*^* . A partir de este valor se puede despejar g_B , que indica la cantidad de material arrastrado



VALORES DE q_*^0 EN FUNCION DE τ_*^0 PARA UN FONDO CON DUNAS
(SEGUN GARDE Y ALBERTSON)

Fig 2.3.1

en el fondo, en peso por unidad de ancho y tiempo. Multiplicando por el ancho del cauce se obtiene el arrastre total en una sección en kg/seg.

b). Método de Equizarov.

En este método el gasto total de sedimento arrastrado y suspendido se calcula como:

$$Q_s = \gamma Q \sqrt{T} \cdot 0.015 \frac{Rf}{f_o \rho' d} \quad (2.6)$$

Donde:

$$f_o = 0.1 \left[\log 19 \frac{d}{d_{cp}} \right]^{-2} \quad (2.7)$$

Y:

$$\rho' = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

Siendo:

d = diámetro del sedimento para el cual se calcula el gasto sólido. (si no se quiere hacer por fracciones, para el gasto total se usa $d = d_{80}$, como representativo de la muestra).

d_{cp} = diámetro medio

i = pendiente del gradiente hidráulico

q = gasto líquido por ancho unitario

q_s = gasto total del sedimento por unidad de ancho

R = radio hidráulico de la sección transversal

γ = peso específico del agua

γ_s = peso específico del sedimento

c). METODO DE MEYER - PETER Y MÜLLER

Estos autores realizaron una amplia gama de experiencias en laboratorio, utilizando distintos materiales, tanto de granulometría uniforme como no uniforme. En base a sus resultados obtenidos proponen la siguiente fórmula para determinar el arrastre de fondo:

$$q_{BT} = 80d_m^{3/2} g^{1/2} \Delta^{1/2} \left[\left(\frac{R^2}{R} \right)^{3/2} \tau_* - 0.047 \right]^{1/2} \gamma_s \quad (2.8)$$

donde:

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (2.9)$$

y

$$\tau_* = \frac{\gamma R S}{(\gamma_s - \gamma) D_m} \quad (2.10)$$

n' = rugosidad asociada a los granos

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{26} \quad (2.11)$$

n = rugosidad total en el cauce, que según Manning se obtiene como:

$$n = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{v} \quad (2.12)$$

γ = peso específico del agua en kn/m^3

γ_s = peso específico del sedimento en kg/m^3

R = radio hidráulico, en m.

S = pendiente hidráulica

D_m = diámetro medio del material del fondo, en m.
se obtiene como:

$$D_m = (\sum D_i p_i) / 100$$

D_i = diámetro del material del fondo en que $i\%$ es igual o menor que él.

p_i = porcentaje de partículas D_i en la muestra

g = aceleración de la gravedad en m/seg^2

J_{Bt} = transporte de fondo en kg/seg-m .

2.3.2.2. APLICACION DE LOS METODOS

A modo de ejemplo, se desarrolla la aplicación de los métodos descritos anteriormente en la determinación del gasto sólido en el sitio localizado 175 metros aguas abajo de la confluencia de los arroyos Chiquito y Tejalpa, en el sitio de la derivadora Tejalpa.

Los datos utilizados son las características granulométricas del material de fondo, que se muestra en la curva granulométrica de la fig. 2.3.2., el peso específico del sedimento que de acuerdo a resultados de laboratorio vale $\gamma_s = 2\ 780\ \text{kg/m}^3$, y las características hidráulicas de la sección, que son $S = 0.014$, $b = 50\ \text{m}$, obtenidas topográficamente.

El desarrollo de los ejemplos se hará para un $Q = 50\ \text{m}^3/\text{seg}$ haciendo la aclaración que para la construcción del hidrograma de sólidos a partir del hidrograma líquido, hubo que hacer este desarrollo para una gran variedad de gastos, utilizando para eso la información del estudio hidrológico.

a) Método de Garde y Albertson

Datos:

$$D = 0.0202$$

$$\gamma = 1\ 000\ \text{kg/m}^3$$

$$\gamma_s = 2\ 780\ \text{kg/m}^3$$

$$g = 9.81\ \text{m/seg}^2$$

$$S = 0.014$$

$$R = 0.40\ \text{m}; \text{ para } Q = 50\ \text{m}^3/\text{s}$$

CURVA GRANULOMETRICA EN EL SITIO DE LA PRESA TEJALPA

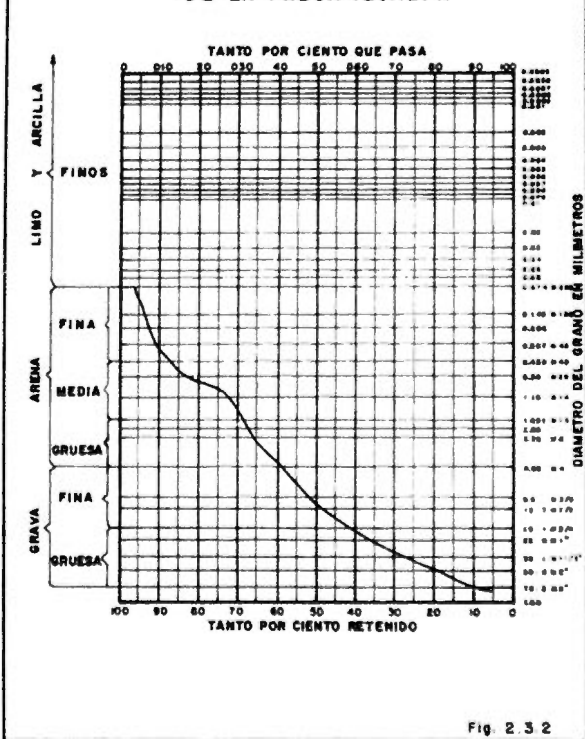


Fig. 2.3.2

Obtención de τ_0 :

de acuerdo a la ecuación 2.4:

$$\tau_0 = \gamma R S$$

reemplazando datos:

$$\tau_0 = 1\,000 \times 0.40 \times 0.014$$

$$\tau_0 = 5.60 \text{ kg/m}^2$$

y sustituyendo en ecuación 2.3:

$$\tau^{*2} = \frac{5.60}{(2780-1000) 0.0202}$$

$$\tau^* = 0.156$$

Obtención de V/V_n :

según relación 2.5 :

$$V_n = \sqrt{9.81 \times 0.40 \times 0.014}$$

$$V_n = 0.234 \text{ m/seg.}$$

según Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

si consideramos un coeficiente de rugosidad $n = 0.026$, entonces:

$$V = \frac{1}{0.026} \times 0.40^{2/3} \times 0.014^{1/2}$$

$$V = 2.47 \text{ m/seg.}$$

$$V/V_0 = 2.47 / 0.234$$

$$V/V_0 = 10.56$$

con la relación anterior de V/V_0 y con $\tau^* = 0.156$ se obtiene de las gráficas de la fig.2.3.1 $g^*_{0.17} = 0.17$.

De acuerdo con la relación 2.2:

$$0.17 = \frac{g_0}{0.234 \times 2780 \times 0.0202}$$

y despejando g_0 :

$$g_0 = 2.23 \text{ kg/segm.}$$

b) Método de Equizarov.

Datos:

$$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_s = 2780$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

$$i = 0.014$$

$$R = 0.040 \text{ m; para } Q = 50 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$q = 1 \text{ m}^3/\text{seg} \times \text{m.}$$

$$d = d_{50} = 0.0103 \text{ m}$$

$$d_{cp} = 0.0202 \text{ m}$$

de acuerdo con la ecuación 2.7:

$$\tau_0 = 0.1 \left[\log 19 \times \frac{0.0103}{0.0202} \right]^{-2}$$

$$\tau_0 = 0.103$$

$$\rho^* = \frac{2780 - 1000}{1000}$$

$$\rho^* = 1.78$$

reemplazando en la ecuación 2.6:

$$g_s = 1000 \times 1 \times 0.14 \times 0.015 \times \frac{0.40 \times 0.014}{0.103 \times 1.78 \times 0.13} - 1$$

$$g_s = 4.26 \text{ kg/seg xm.}$$

c) Método de Meyer-Peter y Müller

Datos:

$$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_s = 2780 \text{ kg/m}^3$$

$$R = 0.40 \text{ m}$$

$$S = 0.014$$

$$D_m = 0.0202 \text{ m}$$

$$D_{90} = 0.0762 \text{ m}$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

de la relación 2.9 se tiene:

$$\Delta = \frac{2780 - 1000}{1000}$$

$$\Delta = 1.78$$

de la ecuación 2.10:

$$\tau_0 = \frac{1000 \times 0.40 \times 0.014}{(2780 - 1000) 0.0202}$$

$$\tau_0 = 0.156$$

de acuerdo con la relación 2.11:

$$n' = \frac{(0.0762)}{26}$$

$$n' = 0.025$$

Reemplazando los valores obtenidos en la fórmula 2.8:

$$q_{gt} = 8 \times (0.0202)^{3/2} (1.78)^{1/2} \left[\left(\frac{0.025}{0.028} \right)^{3/2} \times 0.156 - 0.047 \right]^{1/2} \times 2780$$

$$q_{gt} = 8.45 \text{ kg/seg} \times m.$$

A continuación se resumen los resultados obtenidos para $Q = 50 \text{ m}^3/\text{seg}$:

T A B L A 2.3.1.

METODO	q_{gt} (kg/segm)	q_{gt} (m ³ /segm)	Q_{gt} (m ³ /seg)
Garde y Albertson	2.23	0.0008	0.040
Eqizarov	4.26	0.0015	0.075
Mayer-Peter y Müller	8.45	0.0030	0.150

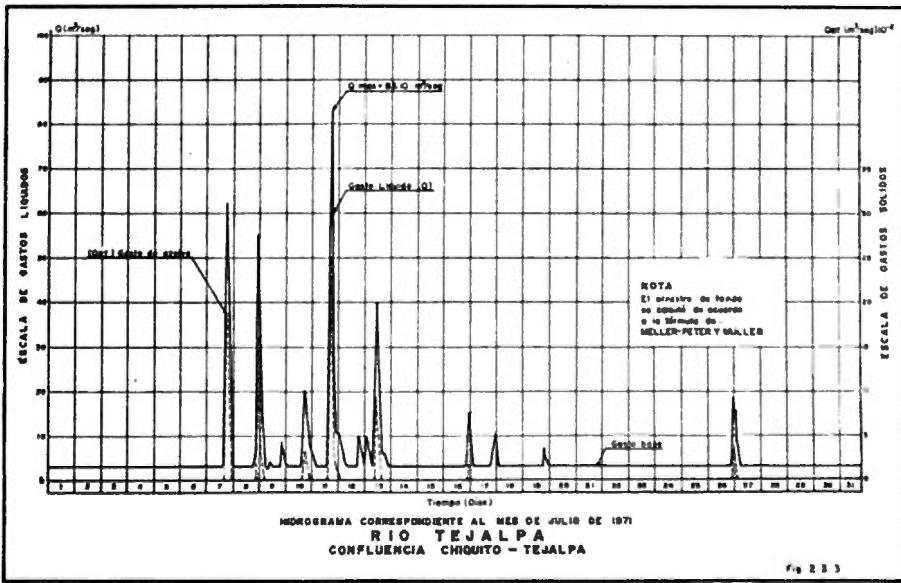
Como puede observarse en la tabla 2.3.2. los resultados difieren bastante, siendo el más desfavorable el de Meyer-Peter y Müller.

Al mismo tiempo los resultados de estos autores, como se decía anteriormente, se fundamentan sobre una amplia gama de experimentos utilizando distintos tipos de materiales.

De acuerdo a las consideraciones hechas se concluyó en la conveniencia de utilizar los resultados obtenidos por el método de Meyer-Peter y Müller.

En la gráfica de la figura 2.3.3 se muestra el hidrograma del mes de julio de 1971 y su respectivo hidrograma de sólidos, obteniéndose para dicho mes un volumen de sólidos de 8 889 m³.

El volumen anual de azolve obtenido para el sitio considerado fue de 21 011 m³, lo que nos obligará a dar alguna solución en este sitio para evitar la entrada de los azolves al canal Tejalpa-Mina-México y aumentar la vida útil de la estructura que se localice en él.



3. ANALISIS HIDROLOGICO.

3.1 ANALISIS DE LA INFORMACION DISPONIBLE.

Para el análisis hidrológico que permite obtener los gastos asociados a distintos periodos de retorno (T_r) en cada uno de los arroyos implicados en el proyecto, se contó con la información fisiográfica, hidrométrica y climatológica necesaria.

La información fisiográfica se obtuvo de las cartas topográficas E14A37, E14A47 y E14A38 editadas por DETENAL.

Los datos hidrométricos se obtuvieron de la estación hidrométrica Calixtlahuaca, localizada en las inmediaciones del poblado del mismo nombre, sobre el arroyo Tejalpa. La estación presenta registros de escurrimientos desde el año de 1961 y se encuentran consignados en el Boletín Hidrológico No. 50, Tomo II, elaborado por la Dirección de Hidrología de la SARH. Los principales datos hidrométricos utilizados de la mencionada estación se muestran en la tabla 3.1.

En la zona en estudio existen cuatro estaciones climatológicas, de las cuales solo dos poseen información confiable, ya que las otras tienen pocos años de registro e información incompleta.

Las dos estaciones utilizadas fueron las de Sn. Francisco Tlalcalpan y Toluca Observatorio, con cuyas alturas de precipitación máximas mensuales, registradas entre el período de 1952 a 1970, se hizo una correlación lineal con la ecuación $y = a_1 x + a_0$, obteniéndose los siguientes resultados:

$$a_1 = 0.87$$

$$a_0 = 6.36$$

$$r = 0.88$$

donde r es el coeficiente de correlación.

Los resultados obtenidos nos indican que existe poca dispersión entre las estaciones consideradas, por lo que fue posible tomar el promedio de las alturas máximas mensuales registradas en ellas como representativas de la zona en estudio.

En ninguna de las dos estaciones climatológicas mencionadas existen pluviógrafos, pero se consiguió la información pluviográfica de las estaciones de Atlacomulco y Hacienda la "Y", ubicadas fuera de la zona en estudio. Las alturas máximas mensuales de dichas estaciones se correlacionaron, del mismo modo indicado anteriormente, con el promedio entre las alturas máximas mensuales registradas en San Francisco Tlalcalpan y en Toluca Observatorio. Los resultados se indican a continuación:

Correlación hecha con Atiacomulco:

$$a_1 = 0.95$$

$$a_0 = 3.25$$

$$r = 0.88$$

Correlación hecha con Hacienda la "Y":

$$a_1 = 1.01$$

$$a_0 = 5.25$$

$$r = 0.90$$

Como puede observarse existe correlación con ambas estaciones, por lo que es posible utilizar la información pluviográfica de Atiacomulco o Hacienda la "Y" en nuestra zona de estudio.

La información climatológica analizada se encuentra en el Boletín Climatológico No. 1, Tomo II, de la región hidrológica No. 1.

TABLA 3.1

GASTOS MAXIMOS ANUALES REGISTRADOS EN LA ESTACION
 HIDROMETRICA DE CALIXTLAHIACA

ARO	Q máx. (m ³ /seg)	FECHA EN QUE SE PRESENTO
1961	1.09	5 de Agosto
1962	10.20	5 de Octubre
1963	100.00	17 de Octubre
1964	29.65	11 de Julio
1965	33.70	1 ^a de Agosto
1966	18.30	13 de Agosto
1967	25.35	20 de Septiembre
1968	52.30	28 de Junio
1969	59.50	1 ^a de Septiembre
1970	51.72	25 de Julio
1971	83.10	11 de Julio
1972	49.46	29 de Mayo
1973	34.20	1 ^a de Septiembre
1974	29.60	6 de Julio
1975	65.00	9 de Junio
1976	28.00	
1977	20.75	

3.2 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LAS CUENCAS.

De los arroyos en estudio solamente el Tajalpa cuenta con registros de aforos, por lo que hubo que relacionar sus datos con los demás arroyos, y para eso fue necesario el conocimiento de las características fisiográficas de cada uno de los escurrimientos. Estas características son: el área y pendiente de la Cuenca y longitud y pendiente del cauce.

El área de las cuencas se obtuvo localizando primero los parteaguas de cada corriente en los planos topográficos de DETENAL y posteriormente planimetrando.

Para el cálculo de la pendiente de la cuenca se empleó el criterio de Horton, que consiste en trazar una malla de cuadrados sobre el plano del área de la cuenca en estudio, orientándose en el sentido de la corriente principal.

Las expresiones usadas por este método son las siguientes:

$$S_x = \frac{R_{x0}}{L_x} \quad (3.1)$$

$$S_y = \frac{R_{y0}}{L_y} \quad (3.2)$$

donde:

D = Desnivel constante entre curvas de nivel

L_x = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección x, comprendidas dentro de la cuenca.

L_y = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección y, comprendidas dentro de la cuenca.

N_x = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección x, con las curvas de nivel.

N_y = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección y, con las curvas de nivel.

S_x = Pendiente de la cuenca en la dirección x.

S_y = Pendiente de la cuenca en la dirección y.

$$S_m = \frac{N_d \cdot \text{Sec } \theta}{L} \quad (3.3)$$

Donde:

S_m = pendiente media de la cuenca.

$L = L_x + L_y$

$N = N_x + N_y$

θ = Angulo entre las líneas de malla y las curvas de nivel;

Horton sugiere usar $\text{Sec } \theta = 1.57$.

Las longitudes de los cauces se obtuvieron de las cartas topográficas escala 1:50 000 editadas por DETENAL y para la determinación de sus pendientes se usó la ecuación de Taylor - Schwarz:

$$S_m = \left(\frac{m}{\sum_{i=1}^m 1/\sqrt{S_i}} \right)^2 \quad (3.4)$$

donde:

m = número de segmentos iguales, en los que se subdivide el cauce en estudio.

S_i = pendiente de cada tramo.

S_m = pendiente media del cauce.

A continuación en la Tabla (3.2) se presenta el resumen de las características fisiográficas para cada uno de los arroyos estudiados.

3.3 GASTOS MAXIMOS.

3.3.1. METODOLOGIA UTILIZADA.

Para la determinación de los gastos máximos existen una gran variedad de métodos, que pueden dividirse en dos grandes grupos: los métodos empíricos y los métodos estadísticos.

Se puede decir que los primeros sólo requieren del conocimiento del área de la cuenca y de su coeficiente de escurrimiento, pudiendo conducir a errores muy grandes y solo proporcionar el gasto máximo

TABLA 3.2

CORRIENTE	LONGITUD (km)	AREA (km ²)	P E N D I E N T E	
			DE LA CUENCA	DEL CAUCE
Tejalpa	43.80	225.76	0.14465	0.1355
Cano	18.62	41.83	0.11883	0.05988
Verdigel	11.60	18.51	0.11883	0.01786
Chiquito	14.40	32.84	0.05881	0.01621
Mina México	8.15	46.63	0.04614	0.00929
Almoloys	29.10	90.57	0.11265	0.00849

instantáneo. Se recomienda usarlos solamente cuando no existan datos de gastos máximos anuales de los escurrimientos, es decir cuando la corriente que se estudie carezca de estación de aforos.

Los métodos estadísticos se pueden aplicar cuando se conocen los gastos máximos anuales. Cuando más datos se tengan, mayor será la aproximación obtenida. Permiten conocer el gasto máximo para un período de retorno considerado.

En este estudio solo existen datos de gastos máximos anuales del arroyo Tejalpa (tabla 3.1), por lo que solamente en ese arroyo se aplicaron métodos estadísticos.

En los demás arroyos los gastos máximos se obtuvieron aplicando métodos empíricos, determinando el coeficiente de escurrimiento en función de los resultados obtenidos por los métodos estadísticos en el arroyo Tejalpa.

Esta correlación fue posible dada la similitud entre las cuencas en estudio en cuanto a clima, suelos y vegetación.

3.3.2 DETERMINACION DE GASTOS MAXIMOS EN EL ARROYO TEJALPA.

Con la información disponible del arroyo Tejalpa, registrada en la estación hidrométrica Calixtlahuaca, se realizó un análisis

estadístico calculado por diversos métodos para obtener gastos de diseño asociados a diferentes períodos de retorno; los métodos empleados fueron:

- a) Gumbel
- b) Nash
- c) Lebediev

Dado que las inundaciones provocadas por los arroyos en cuestión ocurren con los gastos máximos anuales, provocando como daños la inundación de las calles de la parte suroeste de la ciudad, y considerando que se pretende desviar totalmente el escurrimiento de dichos arroyos por zonas con poca densidad de población, cuyo principal cultivo es el maíz, se tomó como criterio analizar gastos para períodos de retorno bajos, específicamente 10, 20, 50, 75 y 100 años.

- a) Método de Gumbel.

Para calcular el gasto máximo para un período de retorno determinado se usa la ecuación:

$$Q_{\text{máx}} = Q_m - \frac{\sigma}{R} (Y_N - \text{Log Tr}) \quad (3.5)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - NQ_m^2}{N-1}} \quad (3.6)$$

Donde:

N = número de años de registro.

Q_i = gastos máximos anuales registrados, en m^3/seg .

$$Q_m = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i / N, \text{ gasto medio, en } m^3/\text{seg}.$$

Q_{\max} = gasto máximo para un periodo de retorno determinado en m^3/seg .

T_r = periodo de retorno.

σ_{N}, \bar{y}_N = constantes función de N , se obtienen de tablas (ref. 9).

σ_Q = desviación estándar de los gastos.

Para escoger el periodo de retorno que se le debe asignar a una tormenta se puede aplicar la fórmula:

$$P = 1 - (1-q)^n \quad (3.7)$$

donde:

$$q = \frac{1}{T_r} \quad (3.8)$$

siendo:

n = vida útil de la obra, en años.

P = probabilidad de que ocurra esta avenida o una mayor, durante la vida útil de la obra.

q = probabilidad de que ocurra la avenida en un año en particular.

T_r = periodo de retorno de la avenida en años.

La ecuación 3.7 se puede simplificar de acuerdo con Gumbel como:

$$T_r = \frac{q}{P} \quad (3.9)$$

donde P es la probabilidad de que ocurra la avenida con periodo de retorno T_r durante los n años de vida útil de la obra. Esta ecuación es válida para valores de $1/T_r$ menores de uno.

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar Q_{max} dependiendo del registro disponible, se procede de la siguiente manera:

Si $\beta = 1 - 1/T_r$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula.

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \alpha_{om} \frac{\sigma_Q}{N \sigma_N} \quad (3.10)$$

Donde:

N = número de años de registro.

$\sqrt{N} \alpha_{om}$ = coeficiente función de β , se obtiene de tabla (ref.9)

σ_N = constante función de N , se obtiene de tabla (ref.9)

σ_Q = desviación estándar de los gastos, ecuación 3.6:

Si β es mayor de 0.90, el intervalo se calcula como:

$$\Delta Q = \pm 1.14 \frac{\sigma_Q}{\bar{Q}} \quad (3.11)$$

La zona de β comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde Q es proporcional al calculado con las expresiones 3.9 y 3.10, dependiendo del valor de β .

El gasto máximo de diseño para un cierto período de retorno será igual al gasto máximo calculado con la ecuación 3.5 más o menos el intervalo de confianza, ecuaciones 3.9 y 3.10.

En la tabla siguiente se muestran los gastos obtenidos para distintos períodos de retorno.

TABLA 3.3

TR (AÑOS)	GASTO MAXIMO (m ³ /seg)	ΔQ (m ³ /seg)	GASTO MAXIMO DE DISEÑO (m ³ /seg)
10	84.87	28.28	113.15
20	102.07	28.28	130.35
50	124.80	28.28	153.08
75	134.86	28.28	163.14
100	142.02	28.28	170.28

b) Método de Nash

Considere que el valor del gasto para un determinado período de retorno puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{máx}} = a + c \log \log \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (3.12)$$

donde:

a, c = constantes función del registro de gastos máximos anuales.

$Q_{\text{máx}}$ = gasto máximo para un período de retorno determinado, en m^3/seg .

T_r = período de retorno, ecuaciones 3.7 ó 3.9.

Los constantes a y c se valgan de los registros en la forma siguiente:

$$a = Q_m - c X_m \quad (3.13)$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n x_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^n X_i^2 - N X_m^2} \quad (3.14)$$

siendo:

$$X_i = \log \log \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (3.15)$$

donde:

N = número de años de registro

Q_i = gastos máximos anuales registrados, en m^3/seg .

$$Q_m = \sum_{i=1}^n Q_i/N, \text{ gasto medio, en m}^3/\text{seg.}$$

X_i = constante para cada gasto Q registrado, función de un período de retorno correspondiente.

$$X_m = \sum_{i=1}^n X_i/N, \text{ valor medio de las } X.$$

Para calcular los valores de X_i correspondientes a los Q_i , se ordenan éstos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden m_i ; al Q_i máximo le corresponderá el valor uno, al inmediatamente siguiente dos, etc. Entonces, el valor del período de retorno para cada Q_i se calculará como:

$$T_r = \frac{N+1}{m_i} \quad (3.16)$$

Finalmente el valor de cada X_i se obtiene sustituyendo el valor de 3.16 en 3.15.

El intervalo de confianza se calcula como:

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{QQ}}{N^2(N-1)} + (X - \bar{X}_m)^2 \frac{1}{N-2} - \frac{1}{S_{XX}} \left(S_{QQ} - \frac{S_{QX}^2}{S_{XX}} \right)} \quad (3.17)$$

siendo:

$$S_{tx} = N \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2$$

$$S_{qx} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2$$

$$S_{qx} = N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i) (\sum X_i)$$

El valor de X se calcula de la ecuación 3.15 sustituyendo el valor del período de retorno para el cual se calculó el $Q_{máx}$.

El gasto máximo de diseño correspondiente a un determinado período de retorno será igual al gasto máximo obtenido de la ecuación 3.12.

Los resultados obtenidos se presentan en la tabla siguiente:

TABLA 3.4

TR (AÑOS)	GASTO MÁXIMO (m ³ /seg)	ΔQ (m ³ /seg)	GASTO MÁXIMO DE DISEÑO (m ³ /seg)
10	82.22	12.87	95.09
20	99.47	13.17	112.64
50	121.79	13.70	135.49
75	131.59	13.98	145.57
100	138.52	14.19	152.71

c) Método de Lebediev.

Para la determinación del gasto máximo se usó la fórmula:

$$Q_d = Q_{máx} + \Delta Q \quad (3.18)$$

donde:

$$Q_{máx} = Q_m (K_{L_v} + 1) \quad (3.19)$$

y:

$$\Delta Q = \pm \frac{A \cdot E_r \cdot Q_{máx}}{\sqrt{H}} \quad (3.20)$$

siendo:

A = coeficiente que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años de registro. Cuando más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si H es mayor de 40 años, se toma el valor de 0.7.

C_s = coeficiente de asimetría. Se calcula como:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_v^3} \quad (3.21)$$

Por otra parte, Lebediev recomienda tomar los valores siguientes:

$C_s = 2C_v$ para avenidas producidas por deshielo

$C_s = 3C_v$ para avenidas producidas por tormentas

$C_s = 6C_v$ para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

Entre estos valores y el que se obtiene de la ecuación 3.21 se escoge el mayor.

C_v = coeficiente de variación, que se obtiene de la ecuación:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{n}} \quad (3.22)$$

E_r = coeficiente que depende de los valores de C_v (ecuación 3.22) y de la probabilidad p (ecuación 3.8). Se obtiene de gráfica (referencia 9)

K = Coeficiente que depende de la probabilidad p , ecuación 3.8, expresada en porcentaje de que se repita el gasto de diseño y del coeficiente de asimetría C_s . (referencia 9).

N = Años de observación.

ΔQ = intervalo de confianza, en m^3/seg .

Q_d = gasto total de diseño, en m^3/seg .

Q_i = gastos máximos anuales observados, en m^3/seg .

Q_m = gasto medio, en m^3/seg , el cual se obtiene de:

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{N} \quad (3.23)$$

Q_m = gasto máximo probable obtenido para un periodo de retorno determinado, en m^3/seg .

Los resultados obtenidos por este método se muestran en la tabla siguiente:

TABLA 3.5

TR (AÑOS)	GASTO MAXIMO (m^3/seg)	ΔQ (m^3/seg)	GASTO MAXIMO DE DISEÑO (m^3/seg)
10	78.10	4.71	78.81
20	86.41	6.10	92.51
50	100.97	7.75	108.72
75	108.25	8.69	116.94
100	111.52	9.06	120.57

Comparando los resultados obtenidos por los tres métodos se observa que Gumbel da gastos mayores para cada uno de los periodos de retorno considerados. La mayor diferencia entre los resultados se ve en el intervalo de confianza, obteniéndose por el método de Gumbel un intervalo mucho mayor que los calculados por los otros dos métodos.

En base a los resultados obtenidos y de acuerdo con lo anterior, se considerarán los gastos obtenidos por el método de Gumbel sin el intervalo de confianza.

3.3.3 DETERMINACION DE GASTOS MAXIMOS EN LOS DEMAS ARROYOS.

Para la determinación de los gastos máximos en los arroyos Cano, Verdigel, Chiquito, Mina México y Almoloya se utilizaron los métodos de Gregory-Arnold y Chow. Estos dos métodos utilizan las características fisiográficas de la cuenca, como también datos climatológicos.

Para la utilización de datos climatológicos fue necesaria la construcción de las curvas intensidad-duración-período de retorno, cuya metodología utilizada se describe a continuación.

3.3.3.1. OBTENCION DE CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERIDO DE RETORNO.

Con la información disponible de las lluvias registradas en las estaciones de Atlacomulco y Hacienda la "Y" se construyeron las curvas intensidad-duración-período de retorno asociadas a cada estación, utilizando el criterio propuesto por Chow.

Este criterio considera que para cada duración constante a las alturas de lluvia correspondiente se les puede dar un tratamiento de series excedentes.

De esta forma para cada duración constante se tendrá una curva del tipo:

$$y = g + h \log Tr = g + hx \quad (3.24)$$

de forma similar a:

$$hp = a + b \log Tr \quad (3.25)$$

o bien:

$$i = d (a + b \log Tr) \quad (3.26)$$

donde:

- a, b = parámetros de ajuste
- hp = altura de lluvia
- i = intensidad de lluvia
- d = duración de la lluvia
- Tr = período de retorno.

A continuación se desarrolla la aplicación del criterio de Chow.

De los registros de las estaciones de Atlacomulco y Hacienda la "Y" se seleccionaron las tormentas más desfavorables registradas en cada uno de los años de los cuales existe información, agrupando intensidades de lluvia para diferentes duraciones. En las tablas 3.5a y 3.6a se presentan dichas agrupaciones para duraciones de 5 a 120 minutos.

Posteriormente se obtuvo para cada intensidad su correspondiente altura de precipitación "hp" en relación con su duración con la fórmula $hp = ixd$ (tablas 3.5b y 3.6b); hecho esto para cada duración "d", se ordenaron los valores en forma decreciente de mayor a menor, obteniéndose para cada duración su período de retorno asociado "Tr", que en términos de series excedentes anuales resulta $Tr = n/m$, donde n es el número de años de registro y m es el número de orden. (Tablas 3.5c y 3.6c).

Finalmente se obtuvieron las relaciones para duraciones constantes con la ecuación (3.25), la cual puede ser considerada como:

$$y' = a + b x, \quad (3.27)$$

donde:

$$y' = hp$$

$$x_1 = \log Tr$$

que se trata de una correlación lineal simple, entre y' y x_1 .

Al correlacionar de este modo hp con $\log Tr$ para cada duración se obtuvieron los parámetros a y b como también el coeficiente de correlación r, quedando así determinadas las ecuaciones 3.25 y 3.26 para cada duración constante, con lo cual fue posible hacer las curvas $i-d-Tr$. En la figura 3.1 se muestra la curva $i-d-Tr$ de la estación Atlacomulco, que resultó ser la más crítica.

ESTACION CLIMATOLOGICA ATLACOMULCO

TABLA 3.5 a.

INTENSIDADES EN mm/hr.											
AÑO - MES - DÍA	DURACIONES EN MINUTOS										
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120	
1962 Jun. 1	37.6	54.0	38.0	30.0	20.0	13.3	10.0	7.5	6.0	5.0	
1963 Ago. 28	120.0	112.2	80.0	60.0	41.0	34.7	27.7	21.4	17.2	14.3	
1964 Jul. 27	80.4	45.0	31.6	23.7	15.8	10.5	7.9	5.9	4.7	4.0	
1967 Jun. 26	50.4	25.2	16.8	12.6	8.4	5.6	4.2	3.1	2.5	2.1	
1973 Ago. 25	72.0	38.4	27.2	20.5	13.8	9.2	6.9	5.2	4.1	3.5	
1974 Jul. 4	109.2	102.0	88.0	76.0	64.0	44.7	36.4	29.2	25.7	27.9	
1975 Jun. 7	120.0	72.8	57.1	49.3	41.4	39.5	38.6	29.3	23.6	19.7	
1976 Oct. 11	129.6	96.6	85.6	73.4	61.2	45.6	36.7	29.4	24.9	21.5	

ESTACION CLIMATOLOGICA ATLACOMULCO

TABLA 3.5.b
ALTURAS DE LLUVIA EN mm

AÑO - MES - DIA	DURACIONES EN MINUTOS									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1962 Jun. 1	7.30	9.00	9.50	10.00	10.00	9.98	10.00	10.00	10.00	10.00
1963 Ago. 28	10.00	18.70	20.00	20.00	25.50	26.03	27.70	28.53	28.67	28.60
1964 Jul. 27	6.70	7.50	7.90	7.90	7.90	7.88	7.90	7.87	7.83	8.00
1967 Jun. 26	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.13	4.17	4.20
1973 Ago. 25	6.00	6.40	6.80	6.83	6.90	6.90	6.90	6.93	6.83	7.00
1974 Jul. 4	9.10	17.00	22.00	25.33	32.00	36.40	36.40	38.93	42.83	55.80
1975 Jun. 7	10.00	12.13	14.28	16.43	20.70	38.60	38.60	39.07	39.33	39.40
1976 Oct. 11	10.80	16.10	21.40	24.47	30.60	36.70	36.70	39.20	41.50	43.00

ESTACION CLIMATOLOGICA ATACORILCO

TABLA 3.5.c

ALTURAS DE LLUVIAS EN mm (y¹) , ORDENADAS

ORDEN	Tr $\frac{n}{m}$ AÑOS	DURACIONES EN MINUTOS									
		5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	8	10.80	18.70	22.00	25.33	32.00	34.20	38.60	39.20	42.83	55.80
2	4	10.00	17.00	21.40	24.47	30.60	33.53	36.70	39.07	41.59	43.00
3	2.67	10.00	16.10	20.00	20.00	20.70	29.63	36.40	38.93	39.33	39.40
4	2.00	9.10	12.13	14.28	16.43	20.50	26.03	27.70	28.53	28.67	28.60
5	1.60	7.30	9.00	9.50	10.00	10.00	9.98	10.00	10.00	10.00	10.00
6	1.33	6.70	7.50	7.90	7.90	7.90	7.88	7.90	7.87	7.83	8.00
7	1.14	6.00	6.40	6.80	6.83	6.90	6.90	6.90	6.93	6.83	7.00
8	1	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.17	4.20

ESTACION CLIMATOLOGICA HACIENDA LA "Y"

TABLA 3.6 a

INTENSIDADES EN mm/hr.

AÑO - MES - DÍA	DURACIONES EN MINUTOS									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1965 -JUN.- 22	211.2	115.2	83.3	66.5	45.9	31.3	23.5	17.7	14.1	11.8
1965 -AGO.- 31	108.0	92.6	83.4	76.8	56.8	40.1	31.4	23.6	18.9	15.7
1968 -SEP.- 17	122.4	71.8	54.9	46.5	33.1	23.0	17.9	14.3	12.1	10.1
1969 -ENE.- 15	42.0	29.0	24.7	23.1	22.3	20.9	19.0	16.6	15.0	13.7
1970 -JUL.- 26	180.0	114.0	84.0	66.1	45.6	31.6	23.8	18.1	14.5	12.1
1971 -OCT.- 5	102.0	69.0	58.0	46.4	34.7	26.9	21.6	17.7	15.2	13.1
1972 -JUN.- 22	109.2	55.4	37.5	28.6	19.6	13.1	9.8	7.4	5.9	4.9
1973 -ABR.- 14	72.0	45.3	36.3	31.4	26.2	21.6	17.7	14.8	13.1	11.7
1974 -AGO.- 27	114.0	80.4	69.2	67.2	46.3	31.1	23.5	19.0	15.7	13.3
1975 -AGO. 25	169.2	100.2	77.2	64.7	47.9	32.4	24.7	19.0	15.3	12.9
1976 -SEP. 21	104.4	68.7	56.8	48.0	35.0	25.9	19.7	15.0	12.0	10.0

ESTACION CLIMATOLOGICA HACIENDA LA "Y"

TABLA 3.6.b

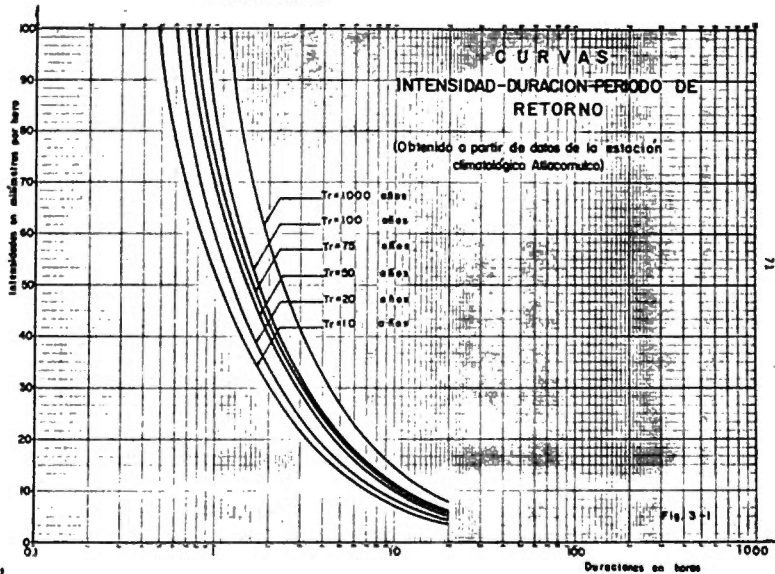
ALTURAS DE LLUVIA EN mm

AÑO - MES - DIA	DURACIONES EN MINUTOS									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1965 - JUN. - 22	17.60	19.20	20.83	22.17	22.95	23.48	23.50	23.60	23.50	23.60
1966 - AGO. - 31	9.00	15.43	20.85	25.60	28.40	30.08	31.40	31.47	31.50	31.40
1968 - SEP. - 17	10.20	11.97	13.73	15.50	16.55	17.25	17.90	19.07	20.17	20.20
1969 - ENE. - 15	3.50	4.83	6.18	7.70	11.15	15.68	19.00	22.13	25.00	27.40
1970 - JUL. - 26	15.00	19.00	21.00	22.03	22.80	23.70	23.80	24.13	24.17	24.20
1971 - OCT. - 5	8.50	11.50	14.50	15.47	17.35	20.18	21.60	23.60	25.33	26.20
1972 - JUN. - 22	9.10	9.23	9.38	9.53	9.80	9.83	9.80	9.87	9.83	9.80
1973 - ABR. - 14	6.00	7.55	9.08	10.47	13.10	16.20	17.70	19.73	21.83	23.40
1974 - AGO. - 27	9.50	13.40	17.30	22.40	23.15	23.33	23.50	25.33	26.17	26.60
1975 - AGO. - 25	14.10	16.70	19.30	21.57	23.95	24.30	24.70	25.33	25.50	25.80
1976 - SEP. - 21	8.70	11.45	14.20	16.00	17.50	19.43	19.70	20.00	20.00	20.00

ESTACION CLIMATOLOGICA HACIENDA LA "Y"

TABLA 3.6.c.
ALTURAS DE LLUVIAS EN mm (y⁻¹), ORDENADAS
INTENSIDADES EN mm/hr.

ORDEN (m)	TR = $\frac{n}{m}$ (AÑOS)	DURACION EN MINUTOS									
		5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	11	17.60	19.20	21.00	25.60	28.40	30.08	31.40	31.47	31.60	31.40
2	5.5	15.00	19.00	20.85	22.40	23.95	24.30	24.70	25.33	26.17	27.40
3	3.667	14.10	16.70	20.83	22.17	23.15	23.70	23.80	25.33	25.60	26.60
4	2.75	10.20	15.43	19.30	22.03	22.95	23.48	23.50	24.13	25.33	26.20
5	2.20	9.50	13.40	17.30	21.57	22.80	23.33	23.50	23.60	25.00	25.80
6	1.83	9.10	11.97	14.50	16.00	17.50	20.18	21.60	23.60	24.17	24.20
7	1.5714	9.00	11.60	14.20	15.50	17.35	19.43	19.70	22.13	23.50	23.60
8	1.375	8.70	11.45	13.73	15.47	16.55	17.25	19.00	20.00	21.83	23.40
9	1.222	8.60	9.23	9.38	10.47	13.10	16.20	17.90	19.73	20.17	20.20
10	1.10	6.00	7.66	9.08	9.53	11.15	15.68	17.70	19.07	20.00	20.00
11	1.00	3.50	4.83	6.18	7.70	9.80	9.83	9.80	9.87	9.83	9.80



3.3.3.2. OBTENCION DE LOS GASTOS DE DISEÑO POR LOS METODOS DE GREGORY - ARNOLD Y CHOW.

e) METODO DE GREGORY ARNOLD.

Este método calcula el gasto como:

$$Q = 0.2086 (C A R_H F B)^{1.1429} S^{0.2143} M^{0.8714} \quad (3.27)$$

Donde:

Q = Gasto máximo en m³/seg.

A = área de la cuenca en has.

$R_H = X/H$ = intensidad media de la lluvia en cm/hr.

H = duración considerada para el cálculo en horas.

X = lluvia máxima total en cms. asociada a H.

F = factor que depende de la forma y naturaleza del cauce; se obtiene de tablas.

B = $(P/L)^{0.5}$ = factor obtenido de tablas.

P = factor que depende de la forma de la cuenca y de la forma de la concentración. Para su obtención se debe obtener la relación L/W donde L es la longitud total en metros que recorre el agua desde el punto más lejano de la cuenca, hasta el sitio del proyecto.

$$W = \frac{10\,000 A}{L}$$

Conocida la relación L/W , se obtienen de gráficas datos relacionados con el tipo de cuenca y forma de concentración.

S = pendiente media del cauce en miles

C = coeficiente de escurrimiento, que se obtuvo calibrando las cuencas de la siguiente forma:

Conocidos los gastos para diferentes periodos de retorno, obtenidos por el método de Gumbel a partir de los gastos aforados en la estación hidrométrica de Calixtlahuaca, se sustituyeron en la fórmula de Gregory - Arnold, junto con todos los valores fisiográficos y climatológicos del río Tajalpa, teniendo como única incógnita el coeficiente de escurrimiento, el que fue despejado. Los valores obtenidos fueron los siguientes:

Q PROBABLES EN CALIXTLAHUACA (m^3/seg)	T_r AÑOS	C
85.00	10	0.0770
100.00	20	0.1037
125.10	50	0.1089
143.00	100	0.1105

Para el cálculo de los gastos en los demás arroyos se supuso que el coeficiente de escurrimiento es el mismo, dada la similitud de características de suelos y clima.

Los resultados obtenidos se presentan en la tabla siguiente:

TABLA 3.6

CORRIENTE	Tr EN AÑOS			
	10	20	50	100
Tejalpa	85.00	100.00	125.10	143.00
Cano	42.30	51.43	60.25	71.99
Verdigel	16.00	19.28	24.53	27.67
Chiquito	24.20	28.85	36.39	41.56
Mina México	44.80	54.93	68.64	78.23
Almoloya	37.20	44.62	54.55	63.02

Las gráficas y tablas usadas en este método pueden verse en la referencia No. 11.

b). METODO DE CHOW.

Este método calcula el gasto a partir de la expresión:

$$Q = X Y Z A \quad (3.28)$$

donde:

Q = gasto de diseño en m³/seg.

A = área de la cuenca en km²

X = factor de escurrimiento en cm/hr.

Y = factor climático

Z = factor de reducción de pico.

El factor de escurrimiento X se calcula como:

$$X = \frac{P_{eb}}{d} \quad (3.29)$$

donde:

P_{eb} = precipitación en exceso en una estación base

d = duración de la lluvia en horas.

P_{eb} puede calcularse como:

$$P_{eb} = \frac{(P_b - \frac{500}{N} + 5.08)}{P_b + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (3.30)$$

donde:

P_b = altura de precipitación de diseño en cm.

N = número de escurrimiento, en función de tipo de suelos y vegetación. Se obtiene de tablas.

El factor climático Y puede obtenerse como:

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b} \quad (3.31)$$

donde:

P = precipitación en la cuenca

P_b = precipitación en la estación base.

El factor de reducción del pico Z puede ser obtenido a partir de la expresión:

$$Z = \frac{q_m d}{2.78 A} \quad (3.32)$$

donde:

q_m = es el gasto del pico del hidrograma unitario, en m³/seg por cm de escurrimiento directo, para una duración de d horas de lluvia en exceso.

El factor Z es posible de obtener como una función de la relación d/tp, donde tp es el tiempo de retraso, el cual se define como el intervalo de tiempo medido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia al pico resultante del hidrograma. Chow elaboró una tabla en la cual es posible obtener Z a partir de la relación d/tp. (Ver referencia No. 8), y tp puede obtenerse como:

$$tp = 0.0050 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.66} \quad (3.33)$$

donde:

L = longitud del cauce principal, en m

S = pendiente media del cauce, en porcentaje.

Los resultados obtenidos por este método se resumen en la siguiente tabla.

TABLA No. 7

CORRIENTE	T R E N A R O S			
	10	20	50	100
Tejalpa	78.06	190.30	126.19	147.19
Cano	31.16	38.74	50.05	58.53
Verdigel	13.11	16.29	20.84	24.51
Chiquito	21.19	25.60	33.15	38.68
Mina México	32.17	40.29	51.29	60.09
Almoloya	33.64	41.26	51.96	60.58

En los métodos considerados se empleó como duración de diseño de lluvia, la correspondiente al tiempo de concentración de cada corriente, el cual se calcula con la expresión.

$$t_c = \left(\frac{11.9 L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (3.34)$$

en la que:

L = longitud del cuace en millas

H = desnivel total en pies

t_c = tiempo de concentración en horas.

Los tiempos de concentración obtenidos para cada corriente se pueden ver en la tabla siguiente:

TABLA 3.8

CORRIENTE	t_c EN HORAS
Tejalpa	4.78
Cano	1.63
Verdigel	1.85
Chiquito	1.95
Mina México	1.65
Almoleya	3.55

3.3.4. SELECCION DEL METODO Y PERIODO DE RETORNO.

De los gastos asociados a diferentes periodos de retorno que se obtuvieron por diferentes métodos, se decidió adoptar como gastos de diseño los correspondientes al método de Chow, ya que se observó en base a información recabada en visitas de campo que los gastos obtenidos por

el método de Gregory - Arnold para períodos de retorno bajos, del orden de 10 años, no son capaces de ser conducidos por los arroyos, no existiendo antecedentes de desbordamientos de dichos arroyos.

Para la selección del período de retorno, se consideró que los daños que causan anualmente los arroyos en cuestión son pequeños, ya que solo se provocan molestias a la población al inundarse las calles, no existiendo peligros de pérdidas de vidas humanas. También se tomó en consideración que los canales de intercomunicación pasarán por una zona dedicada a cultivos de temporal, principalmente maíz, por lo cual se pensó en obras no muy costosas y protegidas para un período de retorno de 50 años y revisándose su funcionamiento hidráulico para los gastos correspondientes a un período de retorno de 10 años.

En la tabla siguiente se muestran los gastos obtenidos por el método de Chow para los períodos de retorno de 10 y 50 años en los distintos arroyos.

TABLA 3.9

CORRIENTE	Q Tr = 10 AÑOS	Q Tr = 50 AÑOS
Cano	31.16	50.05
Verdigel	13.11	20.84
Chiquito	21.19	33.15
Tajalpa	78.06	126.19
M. México	32.17	51.29
Almoloya	33.64	51.96

3.4 FORMACION DE HIDROGRAMAS

Para el análisis del funcionamiento hidrológico del sistema se consideró que a un canal de interconexión determinado no llegan simultáneamente los escurrimientos de los arroyos que descargan a él, sino que la llegada del pico del hidrograma de cada arroyo es función de su tiempo de retraso (tiempo que transcurre entre el momento de máxima intensidad de lluvia y el momento en el que se presenta el gasto máximo en un lugar determinado).

El tiempo de retraso de cada arroyo hasta el punto donde se interceptan con los canales se calculó con la ecuación 3.33.

Los tiempos de retraso obtenidos se resumen en la siguiente tabla:

TABLA 3.10

CORRIENTE	L (m)	S (%)	t_r (hrs)
Cano	18 620	5.99	1.52
Verdigel	11 600	1.79	1.66
Chiquito	14 400	1.62	1.96
Mina México	8 150	0.93	1.63
Almoloya	29 100	0.85	3.79

Del mismo modo el pico del hidrograma que llega a un canal se demora un cierto tiempo en llegar al final de él, y si en dicho punto llega otro arroyo, se producirá una superposición de hidrogramas.

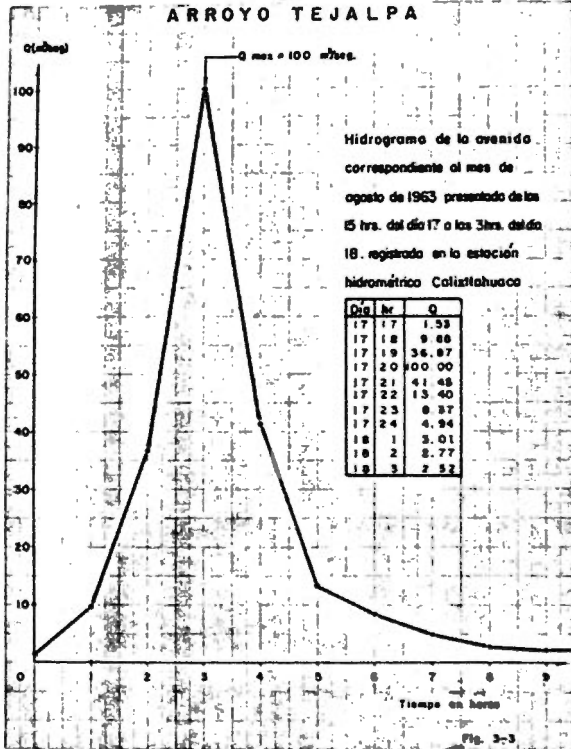
Los tiempos de retraso obtenidos en los canales de desvío se presentan a continuación:

TABLA 3.11

CANAL	L (m)	S (%)	tr (hrs)
Cano-Verdigel	1 520	0.05	1.42
Verdigel-Chiquito	2 060	0.07	1.56
Tejalpa-M. México	3 080	0.10	1.79
M.México-Almoloya	3 080	0.05	2.23

Posteriormente se calcularon los hidrogramas de los distintos arroyos partiendo del hidrograma conocido en el arroyo Tejalpa del 13 de agosto de 1963 (figura 3.3) y que corresponde a una de las avenidas máximas presentadas en el periodo de observaciones. Así mismo se supuso que la forma de los hidrogramas en todos los arroyos es la misma, dadas las semejanzas climatológicas, fisiográficas y de suelos, y dado que una avenida máxima es muy posible que corresponda a una tormenta que abarque toda una región.

ARROYO TEJALPA



3.6. TRANSITO DE AVENIDAS Y SUPERPOSICION DE HIDROGRAMAS EN LOS CANALES DE INTERCONEXION.

Dentro de los estudios necesarios para efectuar correctamente un proyecto cuya finalidad sea el control de los escurrimientos pluviales, destaca el análisis del paso de una avenida ya sea por un cauce o por un vaso de almacenamiento.

Generalmente las fuertes precipitaciones provocan un aumento apreciable en el caudal que transporta una corriente. Cuando la crecida es de muy grandes proporciones recibe el nombre de avenida, la que en realidad es una onda de translación que se propaga a lo largo del cauce, la cual a medida que se desplaza va variando su forma, ya sea debido a los volúmenes aportados por los afluentes o bien al almacenamiento que se produce a lo largo del canal.

De este modo, en nuestros canales de intercomunicación fue necesario considerar el desplazamiento de la onda de la avenida de diseño a lo largo de ellos, lográndose así una economía en el proyecto al poder predecir la forma de la onda, con lo cual fue posible optimizar las secciones de los canales.

El estudio de las ondas de avenidas en cauces se lleva a cabo por medio de la ecuación de continuidad de almacenamiento, la que se expresa como:

$$E - S = \frac{\Delta V}{t} \quad (3.35)$$

donde:

E = gasto medio de entrada

S = gasto medio de salida

ΔV = almacenamiento en un tiempo t .

Para poder aplicar esta ecuación, es necesario hacer algunas transformaciones, suponiendo los promedios como cantidades constantes, tanto para las entradas como para las salidas.

Si indicamos con subíndice 1 y 2 las magnitudes al principio y final de un intervalo de amplitud t , tendremos:

$$\frac{E_1 + E_2}{2} t - \frac{S_1 + S_2}{2} t = V_2 - V_1 \quad (3.36)$$

Esta ecuación se resuelve por iteraciones, en la cual se presentan dos incógnitas, V_2 y S_2 , por lo que es necesario el planteamiento de otra ecuación para resolver el problema. Esta segunda ecuación relaciona el gasto de salida y el volumen almacenado, existiendo diversas formas de plantearla como el Método gráfico, el Método de Muskingum y el Método de las características. A continuación

se explica el Método de Muskingum, que fue el utilizado en nuestro análisis.

Muskingum considera que el almacenamiento en un cauce puede escribirse como:

$$V = K \left[X E + (1 - X) S \right] \quad (3.32)$$

donde:

V = almacenamiento en el cauce

K = constante de almacenamiento. Es aproximadamente igual al tiempo de viaje de la onda a través del tramo; se consideró igual el tiempo de concentración.

X = factor adimensional que relaciona las entradas con las salidas, que refleja su importancia relativa en el volumen retenido en el tramo. Generalmente, para cauces naturales X varía entre 0 y 0.3, con valor medio de 0.2.

E = volumen de entradas

S = volumen de salidas

Sustituyendo en la ecuación 3.40 el valor de V dado en la ecuación 3.41 se obtiene, después de simplificar y arreglar términos:

$$E_1(t + 2Kx) + E_2(t - 2Kx) + S_1(-t + 2K - 2Kx) + S_2(-t - 2K + 2Kx) = 0$$

de donde despejando S_2 se obtiene:

$$S_2 = \frac{kx + 0.5 t}{k - kx + 0.5 t} E_1 - \frac{kx - 0.5 t}{k - kx + 0.5 t} E_2 + \frac{k - kx - 0.5 t}{k - kx - 0.5 t} S_1$$

que se puede expresar como:

$$S_2 = C_1 E_1 + C_2 E_2 + C_3 S_1 \quad (3.38)$$

siendo:

$$C_1 = \frac{kx + 0.5 t}{k - kx + 0.5 t}$$

$$C_2 = \frac{kx - 0.5 t}{k - kx + 0.5 t}$$

$$C_3 = \frac{k - kx - 0.5 t}{k - kx + 0.5 t}$$

se puede observar que $C_1 + C_2 + C_3 = 1$

En las ecuaciones anteriores "t" representa el intervalo de tiempo para hacer las iteraciones y estará dado en las mismas unidades de k.

En el proceso de cálculo en este método el S_1 calculado se convierte en el S_2 para el siguiente tramo y así sucesivamente.

La secuencia a seguir en este método será entonces calcular primero K y X , seleccionar t , posteriormente determinar C_1 , C_2 y C_3 , para realizar por último las iteraciones necesarias.

Previo al tránsito a través del canal Cano Verdigel se realizó un análisis del funcionamiento de la alcantarilla ubicada exactamente en el inicio de dicho canal, sobre la cual pasa la carretera No.130 Toluca - Temascaltepec.

De este análisis se concluyó que cuando se presenta la avenida correspondiente a un $T_r = 10$ años, la alcantarilla regula el pico de ella de $31.16 \text{ m}^3/\text{s}$ a $25 \text{ m}^3/\text{s}$. Este hidrograma regulado fue considerado como el hidrograma de entrada al canal Cano - Verdigel.

La onda de dicha avenida se desplaza a lo largo del canal, pero al mismo tiempo y en función del tiempo de retraso entra al canal Verdigel - Chiquito el hidrograma del arroyo Verdigel, el cual también se desplaza. Es decir en un cierto instante t a lo largo de todo el canal en sus dos tramos Cano - Verdigel y Verdigel - Chiquito existen dos hidrogramas, los cuales lógicamente se superponen.

Estas consideraciones fueron hechas para el análisis de todo el sistema.

En la tabla siguiente se resumen los resultados obtenidos al transitar y superponer los hidrogramas en el tramo comprendido entre el arroyo Cano y el arroyo Chiquito.

TABLA 3.12.

CORRIENTE	Q ENTRADA m^3/s	Q SALIDA m^3/s
Cano (por la alcantarilla)	31.45	25.00
Cano-Yerdigel	25.00	19.29
Yerdigel-Chiquito.	24.80	18.00

Una vez transitados las avenidas por los canales y superpuestos los hidrogramas, se eligió como gasto de diseño para cada tramo de canal el gasto medio entre los picos de los hidrogramas al inicio y final de cada tramo.

Como puede verse en la tabla 3.12, el aporte que se está produciendo en el arroyo Chiquito es de $18 m^3/s$. Este gasto no se suma directamente con el gasto máximo obtenido para dicho arroyo, sino que se superponen los hidrogramas en función también de sus tiempos de retraso.

Estas mismas consideraciones fueron hechas en el resto de los canales del sistema.

4. DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCION

4.1 CRITERIOS GENERALES

En el proyecto intervienen distintos tipos de obras hidráulicas, cada una de las cuales desempeñará una función específica, pero que en conjunto integran un sistema hidráulico, el cual cumple con los objetivos señalados en el capítulo 1.

Para el diseño de las obras se conjugaron diversos factores, entre los cuales destaca señalar el aspecto económico, la topografía y geología del lugar y un funcionamiento eficiente desde el punto de vista hidráulico.

Las obras en general podemos dividirlas en cuatro grupos que son: canales de intercomunicación, obras desviadoras y de derivación, rectificación de arroyos y estructuras especiales, de las cuales describiremos los dos primeros grupos a continuación, explicando los criterios y metodología que se usaron en el diseño, con un ejemplo en cada caso.

4.2 CANALES DE INTERCOMUNICACION

El objetivo de los canales de intercomunicación es conducir el agua desviada de los arroyos desde la zona en donde provocan

daños hacia la cuenca de la presa Ignacio Ramírez; en su totalidad, los canales serán de secciones trapezoidales sin revestir, por lo cual en su diseño fue necesario considerar que funcionarán con bajas velocidades, de modo de no provocar erosiones.

Al mismo tiempo, para la definición de la rasante fue necesario considerar la topografía entre los arroyos por conectar de manera que el escurrimiento fuera por gravedad y de que los canales descargaran sin problemas de ahogamiento; asimismo para el trazo se tomó en cuenta afectar lo menos posible a tierras de cultivo, por lo que en muchos tramos los canales siguen brechas o caminos, linderos o zanjas y drenes ya existentes.

También se consideró que la rasante no debiera profundizarse mucho para no afectar el nivel freático de los terrenos de cultivos adyacentes.

Para el análisis hidráulico se partió de los resultados obtenidos en el estudio hidrológico en lo referente a gastos de diseño y de los resultados del estudio geotécnico en lo que respecta al tipo de suelo en el que serán desplantados.

Cada canal tiene soluciones particulares, ya sea por la topografía, por el tipo de suelo o bien por problemas de afectaciones, pero en todos ellos se revisó finalmente que la velocidad del escurrimiento

para los gastos de diseño fuera menor que la velocidad para la cual comienzan a provocarse erosiones, o bien que los esfuerzos tangenciales actuantes sobre las paredes del canal fueran menores que los esfuerzos resistentes del material por el que están constituido dichas paredes.

A modo de ejemplo, se desarrolla a continuación el diseño del canal Cano - Verdigel.

4.2.1 DISEÑO HIDRAULICO DEL CANAL CANO-VERDIGEL.

Este canal interceptará los escurrimientos del arroyo Cano los cuales serán conducidos hacia el arroyo Verdigel, atravesando una zona de cultivos de temporal.

El tramo por donde atraviesa está constituido por tobas, de acuerdo al estudio de geotécnica, por lo cual los taludes en excavación puedan ser de 0.75:1. Los taludes en terraplén serán de 1.5:1, procurándose que estos sean de baja altura.

De acuerdo al perfil topográfico, el cual se puede observar en el plano No. 2, se definió la rasante que resultó casi obligada debido a que el canal no debe descargar ahogado al arroyo Verdigel, lo cual provocaría remansos en el canal con sus consecuentes peligros de desbordamiento.

En el Km. 0+180 fue necesaria la ubicación de una caída para poder mantener una pendiente suave en el canal.

Definida de esta manera la rasante, se procedió a diseñar la sección del canal haciendo las consideraciones siguientes:

- . El trazo del canal es casi obligado, por lo cual no será posible continuar con la pendiente que trae el arroyo.
- . Como el arroyo escurre con velocidades mayores que las que tendrá el canal, se provocará una sedimentación de los sólidos transportados por el arroyo poco antes del comienzo del canal.
- . Será necesario el control del azolve antes de la llegada de los escurrimientos al canal, para lo cual será necesaria la construcción de obras de control de azolve hacia aguas arriba.
- . Al lograr controlar el azolve aguas arriba, y dada la baja velocidad del escurrimiento por el canal, se puede hacer la hipótesis que este no conducirá gasto sólido por el fondo.

De acuerdo a las consideraciones anteriores se procedió al dimensionamiento de la sección aplicando la fórmula de Manning:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (4.2.1)$$

donde:

v = velocidad media del agua

n = coeficiente de rugosidad de Manning

R = radio hidráulico, definido como:

$$R = \frac{A}{P} ; \text{ siendo } A = \text{área hidráulica}$$

P = perímetro mojado

S = pendiente hidráulica

Como el estudio hidrológico nos da un gasto de diseño, se aplicó también la ecuación de continuidad para relacionar dicho gasto con las características geométricas de la sección:

$$Q = VA \quad (4.2.2)$$

donde:

Q = gasto de diseño, en m^3/seg

V = velocidad media del agua en m/seg .

A = área hidráulica de la sección, en m^2

Al reemplazar la ecuación (4.2.2) en (4.2.1) se obtiene:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (4.2.3)$$

En secciones trapezoidales se tiene:

$$A = y (b + ky) \quad (4.2.4)$$

$$y: \quad P = b + 2y \sqrt{1 + k^2} \quad (4.2.5)$$

donde:

b = ancho de la sección, en m.

k = talud de la sección.

y = tirante normal, en m.

Al sustituir las ecuaciones (4.2.4) y (4.2.5) en la ecuación (4.2.3), considerando que $R = \frac{A}{P}$, se obtiene una ecuación de Q en función de y , si se conocen S , n , b , k ; la cual puede ser resuelta por tanteos.

En el análisis hidráulico del canal Cano-Verdigel se propusieron diversos anchos b de plantilla para taludes en sección de excavación y terraplén, considerando un coeficiente de rugosidad de Manning $n = 0.026$ y una pendiente hidráulica $S = 0.0005$, con los cuales se obtuvieron diversas características hidráulicas para los distintos anchos propuestos.

De los resultados obtenidos se seleccionó un ancho de plantilla de $b = 6$ m, con la cual se obtuvieron las características hidráulicas que se presentan en la tabla siguiente:

TABLA 4.2.1

Sección	b (m)	K	S	n	y (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	v (m/s)	Q (m ³ /s)	b.1 (m)
Excavación	6	0.75	0.0005	0.026	2.49	19.54	12.21	1.60	1.18	23.00	0.50
Terraplén	6	1.5	0.0005	0.026	2.21	20.63	13.97	1.48	1.12	23.00	0.50

Posteriormente, con los resultados anteriores, y con los datos obtenidos del estudio de geotécnia se procedió a verificar si se provocarán erosiones, para lo cual se utilizaron los criterios descritos a continuación.

a) Método de la velocidad máxima permisible.

Este método consiste en limitar la velocidad media a un valor que no cause erosión en las paredes.

En el libro de la referencia 7, en la tabla 2.8 de la página 89 aparece una tabla de velocidades medias permisibles (no erosivas) para suelos cohesivos y en la misma página aparecen unas gráficas de velocidades permisibles para materiales no cohesivos.

Este canal estará excavado en un material de tobas arcillo-arenosas, que no es cien por ciento cohesivo ni cien por ciento friccionante, por lo cual para tener una idea de la magnitud de la velocidad permisible se obtendrá para los dos casos.

De la tabla 2.8 de la mencionada referencia, para un material con peso volumétrico seco $\gamma_s = 1.43 \text{ ton/m}^3$, obtenido del estudio de geotécnica y un tirante de 2.5 metros, se obtiene una velocidad permisible del orden de 1 m/seg para tierras ligeramente arcillosas.

Estas velocidades son muy cercanas a las de la tabla 4.2.1., por lo cual de acuerdo a este criterio se estará muy cerca de la velocidad promedio permisible. Si se considera el material puramente friccionante en la fig. 2.18 de la referencia citada, se observa que para un $d_m = 3.31 \text{ mm}$, obtenido del estudio de geotécnica, la velocidad permisible es de aproximadamente 0.95 m/s, menor que la velocidad media del canal. Como el material no es puramente friccionante debemos tomar esta velocidad solo como una referencia y analizar los resultados obtenidos por otros métodos, ya que este procedimiento es muy inexacto.

b) Método de la fuerza tractiva.

Este método se aplicará haciendo una comparación entre los esfuerzos tangenciales actuantes sobre las paredes del canal y los esfuerzos tangenciales críticos que resistan los materiales de las paredes y del fondo.

El valor medio del esfuerzo tangencial producido por el flujo está dado por la ecuación:

$$\tau_o = \gamma S \quad (4.2.6)$$

donde:

τ_o = esfuerzo tangencial actuante, en kg/m^2

γ = peso específico del agua en kg/m^3

S = pendiente hidráulica

Con excepción de los canales muy anchos, se ha comprobado que dicho esfuerzo no se distribuye uniformemente sobre las paredes, sino como se indica en la figura 4.2.1, para una sección trapezoidal, $b = 4y$ (según el U.S. Bureau of Reclamation).

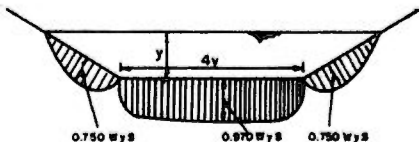


Fig. 4.2.1

Para encontrar el esfuerzo tangencial máximo actuante en los taludes y el fondo de un canal, se utilizan las gráficas de la pág. 92 de la referencia 7.

Entrando con la relación $\frac{b}{y}$ en la gráfica de la fig. 2.20 a de la referencia mencionada se obtiene un factor E_s , estando el esfuerzo actuante sobre los taludes dado por la siguiente relación:

$$\tau_s = E_s \gamma_s \quad (4.2.7)$$

Del mismo modo, pero entrando en la gráfica de la fig. 2.20 b se obtiene un factor E_p , de modo que el esfuerzo que la corriente produce sobre el fondo está dada por la relación:

$$\tau_p = E_p \gamma_s \quad (4.2.8)$$

En el canal Cano - Verdígel se tienen dos tipos de secciones, una en excavación y otra en terraplén, para las cuales se determinarán los esfuerzos máximos actuantes.

Para la sección en excavación se tienen los siguientes datos:

$$b = 6\text{ m}; y = 2.49\text{ m}; K = 0.75; S = 0.0005$$

con la relación $\frac{b}{y} = \frac{6}{2.49} = 2.41$; y $K = 0.75$

Para los datos anteriores y de la misma gráfica de la fig. 2.20 a se obtiene un valor de $E_s = 0.71$, con lo cual de la relación (4.2.7) se tiene que el esfuerzo producido por la corriente sobre los taludes vale:

$$\tau_s = 0.71 \times 1000 \times 0.0005$$

$$\tau_s = 0.355 \text{ kg/m}^2$$

Con la misma relación y el mismo talud, pero ahora de la gráfica 2.20 b se obtiene un valor de $E_p = 0.90$, con lo cual de la relación 4.1.9 se tiene que el esfuerzo producido por la corriente sobre el fondo vale:

$$\tau_p = 0.90 \times 1000 \times 0.0005$$

$$\tau_p = 0.450 \text{ kg/m}^2$$

Procediendo del mismo modo para la sección de terraplén se obtiene

$$\tau_s = 0.370 \text{ kg/m}^2 \text{ y } \tau_p = 0.460 \text{ kg/m}^2$$

Al mismo tiempo, de la fig. 2.23 de la misma referencia se tiene para suelos compactos arcillo-arenosos un valor mínimo de 1.2 kg/m^2 , que es mucho mayor que los esfuerzos actuantes, por lo cual no habrá erosión en el fondo ni en los taludes.

Si consideramos que el material es puramente friccionante, situación que no es cierta dado que existe un cierto grado de cohesión debido a la arcilla, se obtiene de la gráfica de la fig. 2.24 que para un $d_{75} = 1.60$ (obtenido de la curva granulométrica del pozo 1 del estudio de geotécnia) un esfuerzo tangencial crítico en la plantilla de 0.360 kg/m^2 si el agua lleva un bajo contenido de sedimento fino y de 0.560 kg/m^2 si el agua lleva un alto contenido de sedimento fino. Respecto

al arrastre de finos es difícil poder predecir la cantidad que arrastre el canal; lo único que se puede decir con certeza es que el control que se realice podrá detener los sedimentos gruesos en un cien por ciento, pero no así los finos. De todos modos se observa que aún considerando el material del canal como puramente friccionante, los esfuerzos actuantes son menores que los resistentes obtenidos como un promedio de los dos anteriores que dan 0.46 kg/m^2 , pero ya muy cercanos al crítico.

c) Cálculo de la velocidad erosiva.

La velocidad erosiva es la velocidad media de un cauce que se requiere para degradar el fondo, y su valor va a depender del tipo de material ya sean friccionantes o cohesivos.

En suelos limosos y arcillosos la velocidad erosiva está dada por la relación siguiente:

$$V_e = 0.608 \gamma_s^{1.18} H_s^x \quad (4.2.9)$$

donde:

H_s = tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer que valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar el material, en m.

x = exponente variable que está en función del γ_s , el cual puede verse en la tabla II de la referencia 6. También en la misma tabla aparece el valor de x cuando el material del fondo es no cohesivo; en este último caso x es función del diámetro medio de los granos.

B = coeficiente de paso, que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia y cuyo valor aparece en la tabla I de la misma referencia.

γ_s = peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s , ton/m^3 .

En suelos no cohesivos la velocidad erosiva está expresada como:

$$V_e = 0.688 \, d_m^{0.20} \frac{X}{H_s} \quad (4.2.10)$$

donde:

d_m = diámetro medio de los granos del fondo, en mm.

El material donde será desplantado el canal Cano-Verdigel es arenarcilloso, y como no existe una fórmula para casos de material combinado, se hará el análisis considerando primero un material puramente cohesivo y posteriormente puramente friccionante; el valor de la velocidad erosiva deberá estar entre los dos resultados.

Considerando el material puramente cohesivo:

Del estudio de geotécnia se tiene $\gamma_s = 1.433 \text{ ton/m}^3$, con lo cual de la tabla II mencionada se tiene $x = 0.345$.

Como el diseño del canal se hará para un $T_r = 10$ años, entonces de la tabla I mencionada $B = 0.1$.

Reemplazando los datos anteriores en la fórmula (4.2.9) se tiene:

$$V_e = 0.60 \times 1.07 \times 1.433^{1.10} H_s^{0.345}$$

En el canal se tienen dos secciones con distintos tirantes y con distintas velocidades medias (ver tabla 4.1.1).

Para la primera sección $y = 2.49 \text{ m}$ y $v = 1.18 \text{ m/seg}$; si hacemos $y = H_s$, de la relación anterior se obtiene: $V_e = 1.345 \text{ m/seg}$ siendo mayor que $v = 1.18 \text{ m/seg}$ por lo cual no habrá erosión.

Del mismo modo, para la segunda sección $y = 2.21 \text{ m}$ y $v = 1.12 \text{ m/seg}$, obteniéndose $V_e = 1.29 \text{ m/seg}$, por lo cual tampoco habrá erosión.

Considerando un material puramente friccionante:

Del estudio de geotécnia se tiene $d_m = 3.31 \text{ mm}$, con lo cual de la tabla II mencionada se tiene $x = 0.375$.

Considerando el mismo valor de B que en el caso anterior, y de acuerdo a la fórmula (4.2.10) se obtiene para la primera sección $V_e = 1.43$ m/seg que es mayor que $v = 1.18$ m/seg, por lo cual no hay erosión. Para la segunda sección se obtiene de la misma fórmula $V_e = 1.37$ m/seg, siendo mayor que la velocidad media del canal que vale $v = 1.18$ m/seg, por lo cual tampoco habrá erosión.

De los resultados obtenidos se puede concluir que no habrán problemas de erosión en el canal para las características hidráulicas mostradas en la tabla 4.2.1.

4.3 OBRAS DESVIADORAS Y DERIVADORAS

Las obras desviadoras tienen como objetivo interceptar el escurrimiento de un arroyo e incorporarlo a un canal de intercomunicación con el fin de conducir el agua hacia los sitios propuestos.

Se identificaron en el proyecto dos obras de este tipo; la primera con el objeto de desviar el agua del arroyo Cano hacia el arroyo Verdígel, y la segunda que interceptará los escurrimientos del arroyo Verdígel, incorporándolo al canal proveniente del arroyo Cano con destino hacia el arroyo Chiquito.

Por otro lado, las obras de derivación tienen como finalidad desviar la parte del gasto de un arroyo que corresponda a la aportación hecha por los canales de interconexión, de manera que aguas abajo de los sitios de derivación no se provoquen daños por la falta de capacidad de los cauces.

Se proyectarán dos obras derivadoras, la primera localizada sobre el arroyo Tejalpa que derivará hacia el arroyo Mina México $15 \text{ m}^3/\text{seg}$, dejando pasar por su cresta vertedora $85 \text{ m}^3/\text{seg}$ cuando se presente la avenida con $T_r = 10$ años, y la segunda localizada en el arroyo Mina México, que derivará $7 \text{ m}^3/\text{seg}$ hacia el arroyo San Antonio dejando pasar $13 \text{ m}^3/\text{seg}$ por el cauce.

A continuación se presenta el desarrollo del análisis hidráulico de la obra interceptora Verdigel, incluyendo criterios y métodos utilizados en su diseño hidráulico.

4.3.1 DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA INTERCEPTORA VERDIGEL

Como se mencionó anteriormente el objetivo de esta obra es interceptar los escurrimientos del arroyo Verdigel e incorporarlos al canal proveniente del arroyo Cano.

La obra propuesta consiste en una cresta vertedora que descargará los escurrimientos del arroyo Verdigel lateralmente en el canal proveniente del arroyo Cano, funcionando este último en esta zona como un canal con gasto variable.

Para la elección del período de retorno en el diseño de la obra, se consideró la información del análisis hidrológico, la regulación de la alcantarilla de la carretera Toluca-Temascaltepec, y la máxima capacidad del cauce.

De este análisis se concluyó en la conveniencia de usar el período de retorno correspondiente a 10 años en el análisis hidráulico, y al mismo tiempo proteger a la estructura para un $T_r = 50$ años.

También se puede concluir del análisis hidrológico, que en la intercepción del canal Cano-Verdigel con el propio arroyo Verdigel, la condición más crítica cuando se presente la avenida correspondiente a un $T_r = 10$ años, ocurre cuando se superponen los hidrogramas del arroyo y del Canal; en ese instante, el gasto pico de la avenida del arroyo Verdigel ya se ha desplazado del sitio de la confluencia, pero está llegando el pico del hidrograma de la avenida proveniente del arroyo Cano, ya transitando sobre el canal que es de $20 \text{ m}^3/\text{seg}$, el cual se superpone con el gasto que en ese instante aporta el arroyo Verdigel, que es de $4.8 \text{ m}^3/\text{seg}$.

El diseño hidráulico de la obra cuenta con limitantes topográficas, ya que la rasante del canal en sus dos tramos, Cano-Verdigel y Verdigel-Chiquito, es casi obligada debido a que debe descargar sin problemas de ahogamiento, tanto a la obra interceptora Verdigel como también al arroyo Chiquito, para evitar remansos que pudieran provocar desbordamientos. También desde el punto de vista económico se trató de que las excavaciones fueran mínimas, con lo cual la rasante no puede profundizarse mucho. De este modo, la pendiente del canal a su llegada a la obra es de $S = 0.0005$, con una elevación en la sección inicial de $2\ 687.33 \text{ m}$, y $2\ 686.50 \text{ m}$ aproximadamente, al final de la misma.

Al mismo tiempo, la rasante de la obra interceptora debe quedar abajo del fondo del cauce del arroyo Verdigel, con el fin de que la cresta vertedora no se eleve demasiado para no provocar remansos que inunden las zonas de aguas arriba del arroyo.

En resumen, existen en cuanto a definir la rasante del fondo, tres restricciones topográficas básicas: la elevación de llegada del canal Cano-Verdigel, la elevación del fondo del arroyo Verdigel y la rasante del canal Verdigel-Chiquito.

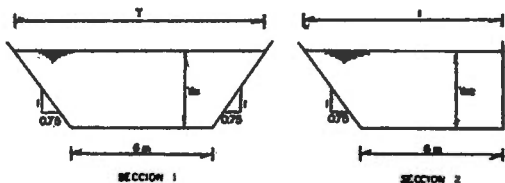
Bajo las restricciones mencionadas no hubo posibilidad de lograr definir alguna sección de control adecuada que permitiera iniciar el cálculo hidráulico, en vista de lo cual se partió proponiendo una rasante para la obra interceptora, haciendo una revisión del funcionamiento hidráulico bajo la hipótesis de lograr una pendiente de la superficie libre del agua mayor o igual a la que trae el canal antes de llegar a la obra en toda su longitud.

El cálculo hidráulico puede entonces comenzarse con las características normales del canal Cano-Verdigel, a partir de su última sección desde donde habrá una transición hacia la sección del canal de gasto variable. Antes del tramo de gasto variable y después de la transición habrá un tramo en régimen uniforme con la misma pendiente que trae el canal Cano-Verdigel.

De esta manera, primeramente se calculará la transición, y posteriormente se revisará el tramo de gasto variable con una pendiente propuesta, la cual finalmente conectará con el tramo Verdigué-Chiquito del canal.

a) Cálculo de transición entre las secciones 1 y 2:

Para el cálculo de la transición es necesario el cálculo hidráulico del canal antes y después de ella.



Determinación de tirantes normales:

utilizando la forma de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (4.3.1)$$

y la ecuación de continuidad:

$$Q = V \times A \quad (4.3.2)$$

se tiene:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (4.3.3)$$

donde:

$$R = \frac{A}{P} \quad (4.3.4)$$

para la sección 1:

$$A = y_1 (b + k_1 y) \quad (4.3.5)$$

$$P_1 = b_1 + 2y_1 \sqrt{1 + k_1^2} \quad (4.3.6)$$

y los datos son:

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 6.00 \text{ m}$$

$$k_1 = 0.76$$

$$n = 0.016$$

$$S = 0.005$$

Sustituyendo las ecuaciones 4.2.4, 4.2.5 y 4.2.6 en la ecuación 4.2.3 y reemplazando los datos, se obtiene una ecuación solamente en función de y , la cual resolviendo por tanteos da: $y_1 = 1.66 \text{ m}$, con lo cual de las ecuaciones 4.2.5, 4.2.6, 4.2.4 y 4.2.2 se obtiene:

$$A_1 = 12.027 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 10.150 \text{ m}$$

$$R_1 = 1.185 \text{ m}$$

$$v_1 = 1.663 \text{ m/seg}$$

el ancho de la superficie libre del agua vale:

$$T = 8.49 \text{ m}$$

para la sección 2:

$$A_2 = y \left(b_2 + k_2 \frac{y}{Z} \right) \quad (4.3.7)$$

$$P_2 = b_2 + y_2 \left(1 + \sqrt{1 + k_2^2} \right) \quad (4.3.8)$$

y los datos son:

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b_2 = 6.00 \text{ m}$$

$$k_2 = 0.75$$

$$n = 0.015$$

$$S = 0.0005$$

Procediendo del mismo modo indicado anteriormente se obtiene

$y_2 = 1.79$ con lo cual:

$$A_2 = 11.941 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 10.027 \text{ m}$$

$$R_2 = 1.909 \text{ m}$$

$$v_2 = 1.675 \text{ m/seg}$$

y el ancho de la superficie libre del agua vale:

$$t = 7.343$$

Revisión del régimen:

Si el número de Froude dado por la ecuación (4.3.9) es mayor que uno se está en un régimen supercrítico y si es menor que uno el régimen es subcrítico.

$$F = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad (4.3.9)$$

En la sección 1:

$$F_1 = \frac{1.663}{9.81 \times 1.66} = 0.531$$

$$F_1 < 1 \Rightarrow \text{régimen subcrítico}$$

En la sección 2:

$$F_2 = \frac{1.675}{9.81 \times 1.79} = 0.418$$

$F_2 < 1 = >$ régimen subcrítico

Cálculo de la longitud de la transición:

La longitud de la transición se puede obtener con la fórmula:

$$L = \frac{Y - t}{2} \cot \alpha \quad (4.3.10)$$

donde:

$$\alpha = 12.5^\circ$$

reemplazando valores:

$$L = \frac{8.49 - 7.34}{2} \cot 12.5^\circ$$

$$L = 2.594 \text{ m}$$

Cálculo del desnivel Δ_1 necesario en la transición:

Estableciendo el teorema de Bernoulli entre las secciones 1 y 2 se tiene:

$$y_2 + hv_2 + \Sigma h_f (1-2) = \Delta_1 + y_1 + hv_1 \quad (4.3.11)$$

$$\Delta_1 = (y_2 - y_1) + (hv_2 - hv_1) + \Sigma h_f (1-2) \quad (4.3.12)$$

Las pérdidas en la transición se valúan en función de la diferencia de la carga de velocidad y de un coeficiente k , que depende del tipo de transición; para contracciones se usa $k = 0.10$. Despreciando pérdidas por fricción se tiene:

$$h_f (1-2) = K (hv_2 - hv_1) = 0.10 (hv_2 - hv_1) \quad (4.3.13)$$

Reemplazando 4.3.13 en 4.3.12 se tiene:

$$\Delta_1 = y_2 - y_1 + 1.1 (hv_2 - hv_1) \quad (4.3.14)$$

reemplazando los datos:

$$\Delta_1 = 1.79 - 1.66 + 1.1 \left(\frac{1.675^3}{19.62} - \frac{1.603^3}{19.62} \right)$$

$$\Delta_1 = 0.132 \text{ m}$$

la pendiente de la transición será:

$$S_{1-2} = \frac{\Delta_1}{L} = \frac{0.132}{2.60} = 0.51$$

b) Análisis hidráulico del tramo de gasto variable.

En este tramo se propuso una pendiente del canal, la cual se revisó calculando el perfil del agua, de modo que no se produjeran remansos.

En este tramo se tiene un flujo espacialmente variado con incremento de gasto, por lo cual para su análisis se aplicó la ecuación deducida en la página 330 de la referencia 2, la cual a continuación se presenta:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f - 2\alpha Q q/gA^2}{1 - \alpha Q^2/gA^2 y} \quad (4.3.15)$$

Lo cual en términos de incrementos finitos puede expresarse como:

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_o - S_f - 2\alpha Q q/gA^2}{1 - \alpha Q^2/gA^2 y} \quad (4.3.16)$$

en donde:

Δy = es la variación del tirante en el tramo Δx

Δx = incremento considerado entre dos secciones, la primera de las cuales es conocida.

- S_0 = pendiente del fondo del canal en el tramo de gasto variable.
 S_f = pérdidas de carga por unidad de longitud en el tramo Δx
 Q = gasto total en la sección al inicio del tramo Δx
 q = gasto unitario aportado al canal.
 g = 9.81 m/seg^2
 A = área de la sección al inicio del tramo Δx
 y = tirante de la sección al inicio del tramo Δx
 $\alpha = 1$

Con esta ecuación, y partiendo de las características hidráulicas del canal antes del tramo de gasto variable, se determinó el tirante a una distancia Δx del inicio, de modo que con un Δy propuesto se encontrara la pendiente S_0 también propuesta. Al proceder de esta forma sucesivamente se encontró el perfil del agua para la pendiente $S_0 = 0.0074$.

El cálculo se presenta en la tabla 4.3.1.

Finalmente, después del tramo de gasto variable, esta estructura se conecta a través de una transición con el canal Vardigal-Chiquito. En el plano 3 del anexo puede observarse esta estructura.

TABLE 4.3.1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
f	x	Δx	Δy	$y_1 = y_{1-1} - \Delta y$	b	A	P	R	$R^{2/3}$	V	Q
1	0			1.790	6	11.941	10.027	1.909	1.1236	1.6748	20.000
2	5	5	0.025	1.765	6	11.758	9.971	1.179	1.1162	1.7422	20.485
3	10	5	0.025	1.740	6	11.575	9.915	1.167	1.1088	1.8116	20.970
4	15	5	0.023	1.717	6	11.408	9.863	1.157	1.1019	1.8808	21.455
5	20	5	0.021	1.696	6	11.255	9.816	1.147	1.0955	1.9484	21.940
6	25	5	0.021	1.675	6	11.102	9.768	1.137	1.0891	2.0199	22.425
7	30	5	0.020	1.655	6	10.957	9.724	1.127	1.0829	2.0909	22.910
8	35	5	0.020	1.635	6	10.813	9.679	1.117	1.0767	2.1637	23.395
9	40	5	0.018	1.617	6	10.683	9.638	1.108	1.0710	2.2540	23.880
10	45	5	0.017	1.600	6	10.560	9.600	1.100	1.0656	2.3073	24.365
11	49.24	4.24	0.013	1.587	6	10.466	9.571	1.0936	1.0615	2.3685	24.800

CONTINUACION TABLA 4.3.1

	12	13	14	15	16	17
f	$\frac{Q^2}{g A^3 y}$	$1 - \frac{Q^2}{g A^3 y}$	$\frac{\Delta y}{\Delta x} \left(1 - \frac{Q_{f-1}^2}{y A_{f-1}^3 y_{f-1}}\right)$	$\frac{2 Q_{f-1}^2 q}{g A_{f-1}^3}$	$S_f = \frac{V_{f-1}^n}{R_{f-1}^{2/3}}$	S_o
1	0.1597	0.8403	-	-	-	-
2	0.1753	0.8247	0.0042	0.0028	0.0005	0.0075
3	0.1923	0.8077	0.0041	0.0029	0.0005	0.0075
4	0.2100	0.7900	0.0037	0.0031	0.0006	0.0074
5	0.2284	0.7716	0.0033	0.0033	0.0007	0.0073
6	0.2483	0.7517	0.0032	0.0034	0.0007	0.0073
7	0.2693	0.7307	0.0030	0.0036	0.0008	0.0074
8	0.2919	0.7081	0.0029	0.0038	0.0008	0.0075
9	0.3150	0.6850	0.0025	0.0040	0.0009	0.0074
10	0.3392	0.6608	0.0023	0.0041	0.0010	0.0074
11	-	-	0.0020	0.0043	0.0011	0.0074

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la realización de un proyecto hidráulico intervienen una serie de factores que son necesarios de conocer antes de dar alguna solución; en el presente trabajo se puede ver el desarrollo y alcance de algunos de esos estudios, y en detalle los distintos criterios que se adaptan para casos en particular.

En lo que respecta al desvío o intercepción de ríos o arroyos es necesario un análisis cuidadoso del proyecto, ya que muchas veces pueden generarse nuevos problemas al tratar de solucionar los existentes.

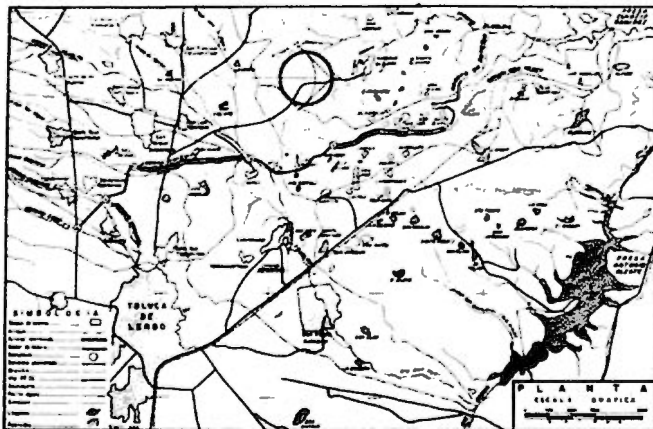
El diseño de las distintas obras que forman el sistema hidráulico está íntimamente ligado, por lo cual nunca debe perderse la perspectiva global del estudio.

Uno de los principales problemas que deben ser resueltos para el buen funcionamiento del sistema de canalizaciones propuesto, como también de las obras interceptoras, es el del control de los azolves; para tales efectos se recomiendan dos tipos de soluciones que deben ser desarrollados paralelamente: una, el control de la erosión a través del mejoramiento de los métodos de cultivo y reforestación para protección de las cuencas y otra, a través de la construcción de represas filtrantes de gaviones a lo largo de los cauces en sus zonas de pendientes fuertes.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. A.S.C.E., Manuals and Reports on Engineering Practice No. 54, "Sedimentation Engineering".
2. Chow, Ven Te. "Open Channel Hidraulics", International Students Edition, 1959.
3. Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso "Mecánica de Suelos", Tomo I, Editorial Limusa, 1976.
4. Linsley, Kohler, Paulus, "Hidrología para Ingenieros", Editorial McGraw Hill Latinoamericana, S.A., Segunda Edición, 1977.
5. Maza A., José A. Springall R., "Modelo del Rfo Suchiate", Instituto de Ingeniería, UNAM, 1969.
6. Maza A. José A., "Socavación en Cauces Naturales", Instituto de Ingeniería, UNAM, 1966.
7. Sotelo A. Gilberto, "Hidráulica II", UNAM, 1976.
8. Springall, Rolando, "Drenaje en Cuencas Pequeñas", Instituto de Ingeniería, UNAM, 1969.
9. Springall, Rolando, "Escurrimientos en Cuencas Grandes", Instituto de Ingeniería, UNAM, 1967.
10. Springall, Rolando, "Hidrología", Instituto de Ingeniería, UNAM, 1967.
11. S.R.H., "Proyectos de Zonas de Riego", Dirección de Proyectos de Grande Irrigación, Departamento de Canales, 1971.

ANEXO DE PLANOS



LISTA DE ESTRUCTURAS		CANTIDADES ESTIMADAS	
1. Aterrizaje de 100 m de largo	Metros	100	100
2. Cimentación de 100 m de largo x 2 m de ancho	Metros	100	100
3. Cimentación de 100 m de largo x 2 m de ancho	Metros	100	100
4. Cimentación de 100 m de largo x 2 m de ancho	Metros	100	100
5. Cimentación de 100 m de largo x 2 m de ancho	Metros	100	100
6. Cimentación de 100 m de largo x 2 m de ancho	Metros	100	100
7. Cimentación de 100 m de largo x 2 m de ancho	Metros	100	100
8. Cimentación de 100 m de largo x 2 m de ancho	Metros	100	100
9. Cimentación de 100 m de largo x 2 m de ancho	Metros	100	100
10. Cimentación de 100 m de largo x 2 m de ancho	Metros	100	100



TIPO DE ESTRUCTURA	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1. Aterrizaje	100	1.00	100.00
2. Cimentación	100	1.00	100.00
3. Cimentación	100	1.00	100.00
4. Cimentación	100	1.00	100.00
5. Cimentación	100	1.00	100.00
6. Cimentación	100	1.00	100.00
7. Cimentación	100	1.00	100.00
8. Cimentación	100	1.00	100.00
9. Cimentación	100	1.00	100.00
10. Cimentación	100	1.00	100.00

CORTE ABDA INTERCEPTORA VERBIDEL ESTACION 10780-60

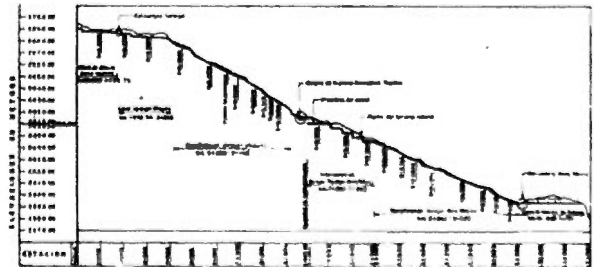


SECCION DE LA CORTINA DE LA PRESA DERIVADORA TEJALPA



CORTE DE ESTRUCTURA DERIVADORA A MIRA MEXICO

TIPO DE ESTRUCTURA	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1. Aterrizaje	100	1.00	100.00
2. Cimentación	100	1.00	100.00
3. Cimentación	100	1.00	100.00
4. Cimentación	100	1.00	100.00
5. Cimentación	100	1.00	100.00
6. Cimentación	100	1.00	100.00
7. Cimentación	100	1.00	100.00
8. Cimentación	100	1.00	100.00
9. Cimentación	100	1.00	100.00
10. Cimentación	100	1.00	100.00

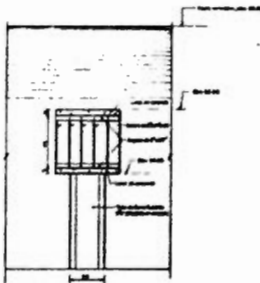
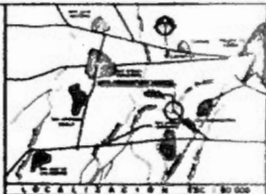
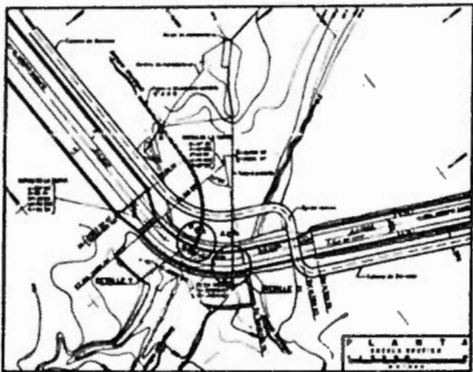


PERFIL

NOTAS

1. Este plano se levantó por el método de la triangulación por itinerario de la Universidad Nacional Autónoma de México, en el año de 1945, con una precisión de 1:50,000. La escala gráfica es de 1:50,000. El datum es el de la UTM, zona 14Q, con el meridiano central en 99° 00' 00" W y el paralelo central en 19° 00' 00" N.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
INSTITUTO DE INGENIERÍA
PLANO GENERAL
157-13 DE JUAN LUIS TA
DE DIC. DE 1974



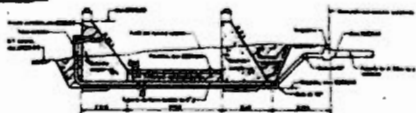
ALTIMETRIA	
0 + 00	10.00
0 + 20	10.00
0 + 40	10.00



DETALLE DEL CANAL

VISTA TAMA EXTERIOR

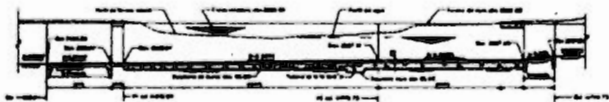
DATOS DE DISPOSICION DE CANALES	
NOMBRE	CANTIDAD
Intercepting Sewer	1
Sewer Main	1
Collection Sewer	1
Storm Sewer	1
Sanitary Sewer	1
Water Main	1
Gas Main	1
Electric Main	1
Telephone Main	1
Fire Main	1
Other	1



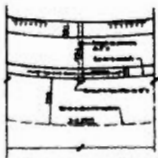
**ESTACION 1+790.00
COSTA S-A**

DATOS DE PROYECCION	
Scale	1:100
Projection	Orthographic
System	Universal Transverse Mercator
Zone	18S
Datum	MSL
Contour Interval	0.50
Spot Elevation Accuracy	± 0.05
Map Accuracy	± 0.50

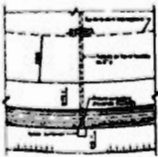
CONTINGENCIA ESTIMADA	
DESCRIPCION	Porcentaje
Material	5%
Labor	5%
Contingencia	10%
Total	20%



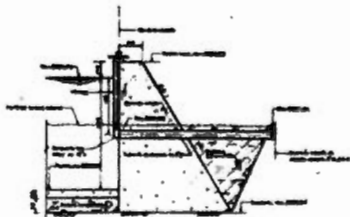
COSTA LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA ZONA INTERCEPTORA



DETALLE A

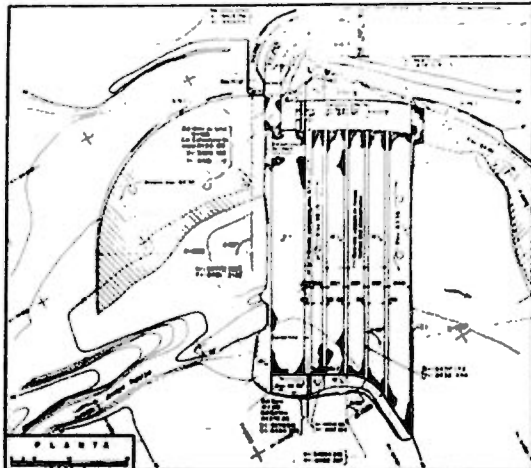


DETALLE B



**ESTACION 1+790.00
COSTA S-B**

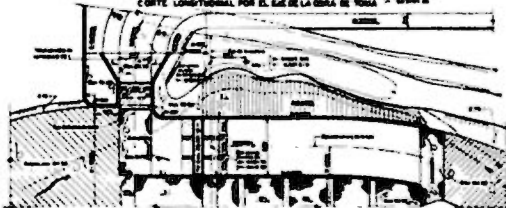
U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE PROFESION EN INGENIERIA EN OBRAS PUBLICAS Y OBRAS DE CONSTRUCCION CIVIL
COMISARIO TECNICO DE LA OBRAS DE PROYECTO DEL SISTEMA DE SEWERS EN LA ZONA INTERCEPTORA VENTURA
INGENIERO PROFESIONAL
ANAR LUIS TORRES SANCHEZ
MEMO. Nº 1079 | PLANO No 1



CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA DE LA OTRA



CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA OTRA DE TOMA



DETALLE DE LA PLANTA



1	0.0000
2	0.0000
3	0.0000
4	0.0000
5	0.0000
6	0.0000
7	0.0000
8	0.0000
9	0.0000
10	0.0000
11	0.0000
12	0.0000
13	0.0000
14	0.0000
15	0.0000
16	0.0000
17	0.0000
18	0.0000
19	0.0000
20	0.0000
21	0.0000
22	0.0000
23	0.0000
24	0.0000
25	0.0000
26	0.0000
27	0.0000
28	0.0000
29	0.0000
30	0.0000
31	0.0000
32	0.0000
33	0.0000
34	0.0000
35	0.0000
36	0.0000
37	0.0000
38	0.0000
39	0.0000
40	0.0000
41	0.0000
42	0.0000
43	0.0000
44	0.0000
45	0.0000
46	0.0000
47	0.0000
48	0.0000
49	0.0000
50	0.0000
51	0.0000
52	0.0000
53	0.0000
54	0.0000
55	0.0000
56	0.0000
57	0.0000
58	0.0000
59	0.0000
60	0.0000
61	0.0000
62	0.0000
63	0.0000
64	0.0000
65	0.0000
66	0.0000
67	0.0000
68	0.0000
69	0.0000
70	0.0000
71	0.0000
72	0.0000
73	0.0000
74	0.0000
75	0.0000
76	0.0000
77	0.0000
78	0.0000
79	0.0000
80	0.0000
81	0.0000
82	0.0000
83	0.0000
84	0.0000
85	0.0000
86	0.0000
87	0.0000
88	0.0000
89	0.0000
90	0.0000
91	0.0000
92	0.0000
93	0.0000
94	0.0000
95	0.0000
96	0.0000
97	0.0000
98	0.0000
99	0.0000
100	0.0000



PERFIL POR EL EJE DE LA CORTINA



SECCION DE LA CORTINA

NOTA: Se detallan los datos de planta y perfil de la obra, para que sirvan de base para el estudio de los detalles de construcción y para el estudio de los datos de planta y perfil de la obra, para que sirvan de base para el estudio de los detalles de construcción.



DATOS DE PROYECTO

Nombre del proyecto	10.000.000
Presupuesto	10.000.000
Fecha de inicio	10.000.000
Fecha de terminación	10.000.000
Nombre del ingeniero	10.000.000
Nombre del arquitecto	10.000.000
Nombre del contratista	10.000.000

CANTONALES ESTIMADAS

CONGRESO	ESTIMACION
CORTINA	
Material de obra	10.000.000
Mano de obra	10.000.000
Material de cimentación	10.000.000
Material de concreto	10.000.000
Material de acero	10.000.000
Material de hierro	10.000.000
Material de madera	10.000.000
Material de albañilería	10.000.000
Material de carpintería	10.000.000
Material de electricidad	10.000.000
Material de fontanería	10.000.000
Material de pintura	10.000.000
Material de saneamiento	10.000.000
Material de calefacción	10.000.000
Material de ventilación	10.000.000
Material de iluminación	10.000.000
Material de sonido	10.000.000
Material de televisión	10.000.000
Material de telefonía	10.000.000
Material de informática	10.000.000
Material de otros servicios	10.000.000
OTRA DE TOMA	
Material de obra	10.000.000
Mano de obra	10.000.000
Material de cimentación	10.000.000
Material de concreto	10.000.000
Material de acero	10.000.000
Material de hierro	10.000.000
Material de madera	10.000.000
Material de albañilería	10.000.000
Material de carpintería	10.000.000
Material de electricidad	10.000.000
Material de fontanería	10.000.000
Material de pintura	10.000.000
Material de saneamiento	10.000.000
Material de calefacción	10.000.000
Material de ventilación	10.000.000
Material de iluminación	10.000.000
Material de sonido	10.000.000
Material de televisión	10.000.000
Material de telefonía	10.000.000
Material de informática	10.000.000
Material de otros servicios	10.000.000
OTRO LATERAL	
Material de obra	10.000.000
Mano de obra	10.000.000
Material de cimentación	10.000.000
Material de concreto	10.000.000
Material de acero	10.000.000
Material de hierro	10.000.000
Material de madera	10.000.000
Material de albañilería	10.000.000
Material de carpintería	10.000.000
Material de electricidad	10.000.000
Material de fontanería	10.000.000
Material de pintura	10.000.000
Material de saneamiento	10.000.000
Material de calefacción	10.000.000
Material de ventilación	10.000.000
Material de iluminación	10.000.000
Material de sonido	10.000.000
Material de televisión	10.000.000
Material de telefonía	10.000.000
Material de informática	10.000.000
Material de otros servicios	10.000.000

U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA DE PROTECCION CONTRA
 REMEDIACIONES DE LA CARRERA 100 CALLES
 PRESA DERIVADORA TEZALPA
 T E S I S
 DE INGENIERIA EN
 JUAN LUIS TAPIA DOMINGO
 MEXICO DE 1975 PLANO No 4