



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

*“PROYECTO HIDRAULICO DEL ENTUBAMIENTO
DEL RIO DE LOS REMEDIOS”*

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
LUIS ALFONSO LOPEZ LOYO



MEXICO, D. F.

1992

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

CONTENIDO	PAGINA
CAPITULO 1-INTRODUCCION.....	1
CAPITULO 2-LA ZONA DEL ESTUDIO.....	8
2.1. LOCALIZACION.....	8
2.2. OROGRAFIA E HIDROGRAFIA DE LA CUENCA DE APORTACION.....	9
2.3. PLUVIOMETRIA.....	15
2.4. GEOLOGIA SUPERFICIAL.....	20
2.5. USOS DEL SUELO.....	23
2.6. INFRAESTRUCTURA DE DRENAJE EXISTENTE.....	26
CAPITULO 3-ESTUDIOS ANTECEDENTES.....	30
3.1. TOPOGRAFIA.....	30
3.2. HIDROLOGIA; GASTOS POR TRAMOS.....	34
CAPITULO 4-DISEÑO HIDRAULICO.....	44
4.1. ALTERNATIVAS DE SECCIONES. CAPACIDADES.....	44
4.2. ANTEPROYECTO DEL CAJON.....	63
4.2.1. TRAZO Y PERFIL DEL ENTUBAMIENTO.....	63
4.3. CONDICIONANTES DE PROYECTO.....	68

CONTENIDO

PAGINA

4.4. PROYECTO EJECUTIVO DEL ENTUBAMIENTO.....	70
4.5. PROYECTO DE ESTRUCTURAS ESPECIALES. (REPRESENTATIVAS).....	88
CAPITULO 5-CONCLUSIONES.....	98
ANEXOS.....	101

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

AGRADECIMIENTOS

CAPITULO 1.- INTRODUCCION

El control y manejo de los escurrimientos pluviales y sus efectos en los 1200 Km² que ocupa la zona metropolitana conurbada esta íntimamente relacionado con las condiciones naturales de la unidad geográfica conocida como Valle de México, con extensión superficial de 10 mil Km². Como es bien sabido, el Valle es una cuenca cerrada a cuya parte central confluyen los escurrimientos superficiales de las corrientes fluviales, básicamente de carácter torrencial, que bajan por las vertientes interiores de las serranías que lo circundan, con cuyas aguas se formaron los antiguos lagos que llegaron a ocupar una cuarta parte del área del valle, como parte de un sistema hidrológico con relativo equilibrio. De los 7000 millones de m³ de agua que se precipitan en un año promedio dentro de la cuenca, aproximadamente 500 millones se traducen en escurrimiento superficial, siendo uno de los principales problemas la variación de la distribución espacial y temporal de lluvias y escurrimientos, además de que,

en las zonas de mayores pendientes, la rápida concentración de gastos aumenta la gravedad de la situación.

Desde antes de la conquista se construyeron diques y se desviaron algunos ríos para evitar incrementos bruscos de nivel en los lagos centrales y, con ello, daños a construcciones cercanas e inundaciones a terrenos agrícolas de labor. El establecimiento de la Capital colonial en los terrenos del centro del valle y su concepción urbana, propiciaron el relleno de acequias y de una buena porción de las zonas lacustres, dándose el crecimiento de la zona citadina hacia expensas, siempre, de terrenos ganados a las aguas y como consecuencia de esto, inundaciones más fuertes y daños cada vez mayores. A principios del siglo XVII se efectuaron, como parte de la solución del problema, las obras de desvío del Río Cuautitlán, construyéndose el Tajo de Nochistongo, para enviar los excedentes pluviales hacia fuera de la cuenca, lo que propicio la desecación paulatina de los lagos del norte y el oriente del valle.

Durante los siglos XVIII y XIX, al continuar el proceso urbano, siempre a costa de zonas de vocación lacustre, surgen nuevas variables: la necesidad de incrementar el abastecimiento de agua para la siempre creciente población obligó a la perforación de numerosos pozos artesianos, que propiciaron nuevos descensos en los niveles de los lagos remanentes, disminuciones en los caudales disponibles de los manantiales circundantes al valle y

hundimientos por consolidación de las arcillas del subsuelo. No es hasta fines del siglo XIX cuando se emprenden nuevas acciones tendientes a realizar obras de infraestructura en materia de drenaje para resolver, aparentemente en forma definitiva, el problema: se construyen extensos sistemas de alcantarillado, el Gran Canal del Desagüe, el Túnel de Tequisquiac y algunas presas para regulación de avenidas en los ríos del Poniente.

No obstante lo anterior, el desmedido incremento poblacional experimentado por la capital de la república durante este siglo, ha provocado que el problema continúe sin resolverse definitivamente, a pesar que se han planteado alternativas de solución para atenderlo, materializadas en grandes obras como el Interceptor del Poniente, el Nuevo Túnel de Tequisquiac, numerosas presas y vasos para control de avenidas, el entubamiento del Río Churubusco y de La Piedad, el Sistema NZT y, mas recientemente, el Sistema de Drenaje Profundo en sus primeras etapas.

Existen aspectos de tipo mas reciente que han agravado la situación. Los asentamientos humanos han generado, en primer término, un brusco aumento en las áreas necesitadas del servicio de drenaje; el cambio de uso del suelo provocado por dichos asentamientos y la pavimentación de muchos kilómetros de calles y banquetas ha ocasionado un radical incremento en las tasas de

escurrimiento. Las zonas urbanizadas de la periferia no solamente obligan a construir nuevas líneas de alcantarillado, sino que sobrecargan las existentes, y por lo tanto trabaja ineficientemente la infraestructura ya construida, prevista para otras condiciones de aportación. Aun más, al correr los escurrimientos superficiales sobre suelos que no presentan obstáculos para éstos, como pavimentos lisos, o bosques que han sido mermados por la tala de árboles, se concentran más rápidamente aguas con cargas elevadas de material sedimentable que azolva corrientes, vasos y líneas de drenaje. Por último, no hay que olvidar el gran problema de basura y desperdicios que saturan cauces y ductos.

Toda acción que tienda a disminuir en alguna medida el problema expuesto, debe emprenderse y apoyarse. En ese sentido, independientemente de medidas institucionales de gran importancia, como estrategias globales de descentralización, reforestaciones intensivas de las laderas interiores del Valle de México, construcción de nuevas presas, de interceptores altos, de líneas de alcantarillado de mayor capacidad y de políticas permanentes de educación para el cuidado de las obras, a la construcción de sistemas de manejo y regulación que alivien las tremendamente comprometidas obras de drenaje urbano, debe dársele todo el interés y apoyo que la situación demanda.

Es por todo lo anterior que el proyecto del entubamiento del Río

de los Remedios tiene gran relevancia, tanto desde el punto de vista del saneamiento que hará en una gran extensión de la zona norte del área metropolitana, como por la disminución del riesgo de inundaciones a lo largo del entubamiento; ésto como se mencionaba anteriormente es una medida que ayudará a aliviar de algún modo los sistemas de drenaje urbanos.

Para la elaboración del proyecto se corroboró información de varios tipos:

- Hidrológica
- Hidráulica
- Poblacional
- Usos del Suelo
- Geológica
- Orográfica
- Topográfica

Toda esta información se tuvo que recabar de varias dependencias gubernamentales como INEGI, D.G.C.O.H., Comisión de Aguas del Valle de México, etc.

A partir de la información que se recabó se realizaron estudios de la zona de interés, para evaluar el alcance del proyecto; primeramente se realizaron estudios de tipo físico, para evaluar después gastos pluviales, tiempos de concentración, etc.; todo esto para obtener los gastos en cada tramo a lo largo del río. Los gastos en cada tramo serán incrementados por la adición del

gasto de aportación sanitario en ambos lados del río; a partir de esto se hicieron análisis hidráulicos con el objetivo de encontrar la sección más conveniente para que el entubamiento trabaje de manera eficiente y se tenga una economía aceptable; esto condujo a lo que fue el anteproyecto del entubamiento, tomando en cuenta las condicionantes de éste; finalmente el análisis hidráulico del anteproyecto llevó al proyecto ejecutivo definitivo del entubamiento; en este proyecto definitivo como en el anteproyecto se previeron estructuras especiales tanto de captación como de descarga.

El entubamiento del Río de los Remedios beneficiará por saneamiento y disminución del riesgo de inundaciones a una población estimada, en 1990, en 196, 220 habitantes, distribuidos en el Distrito Federal 111, 760 habitantes, y en el Estado de México 84, 460 habitantes. El Interceptor del Poniente es de suma importancia para el proyecto de entubamiento, ya que éste conduce los escurrimientos de varias cuencas del poniente; esto hace que se tome en cuenta a la población que se encuentra dentro del área tributaria del propio interceptor; esta se estimó, en 1990 en 1'317, 060 habitantes, distribuidos 1' 108, 439 habitantes en el Distrito Federal y 208, 621 habitantes en el Estado de México. Estos datos como se puede apreciar son de gran relevancia, lo que hace que el proyecto del entubamiento del Río de los Remedios sea de una gran magnitud, por lo que se tuvo que llevar dentro de

un rango de seguridad que garantizase que la obra será durable y económica.

El presente trabajo pretende ser ilustrativo de lo que es el proyecto, y quedará organizado de la manera siguiente: primeramente se muestra el panorama físico de la zona de estudio, a continuación se muestran los aspectos topográfico e hidrológico, y finalmente el estudio hidráulico.

CAPITULO 2 .- LA ZONA DEL ESTUDIO

2.1.- Localización .-

El área de interés para el estudio de entubamiento de el Río de los Remedios comprende una pequeña parte norte y poniente del D.F.; casi la totalidad de la cuenca se encuentra en el estado de México, distribuida en los municipios de Atizapán de Zaragoza, Ecatepec, Huixquilucan , Jilotzingo, Naucalpan y Tlalnepantla. La cuenca queda enmarcada en una forma aproximada por los paralelos $19^{\circ} 10'$ y $19^{\circ} 35'$; y por los meridianos $99^{\circ} 05'$ y $99^{\circ} 25'$.

La cuenca del Río de los Remedios esta delimitada por el norte con la cuenca del Río Cuautitlán, hacia el poniente con la cuenca hidrográfica del Río Lerma, al oriente se puede considerar que delimita con el Gran Canal del Desagüe y por el sur por la cuenca del Río Consulado actualmente entubado en todo su desarrollo. En el anexo 2.1.1. se muestra la localización de la cuenca con respecto al D.F.

2.2.- Orografía e hidrografía de la cuenca de aportación.

El sistema hidrográfico en la cuenca de interés está formado principalmente por las siguientes corrientes:

Aguas arriba del Vaso del Cristo se encuentran las corrientes del Río Chico de los Remedios y el Río Hondo, principalmente, los cuales tienen aportaciones de otras corrientes; al Río Chico de los Remedios aportan el Río San Mateo Nopala y el Río El Colorado; al Río Hondo aportan el Río Totolica, el Arroyo Agua Caliente, el Río El Sordo, el Canal el Tornillo y el Interceptor del Poniente.

Aguas abajo del Vaso del Cristo se encuentran principalmente los Ríos Tlalnepantla y San Javier; el primero tiene aportaciones del Río Tepatlaxco, el segundo del Temoluco y del Cuauhtepic, así como también de la Zanja Madre.

El Río Hondo tiene su origen en la sierra de las Cruces en una zona de topografía accidentada y cubierta de vegetación boscosa. Se inicia propiamente con la unión de varias corrientes entre las que destacan el Arroyo Agua Blanca, el Huixquilucan y el Río El Borracho. Estos tributarios siguen una dirección general al noreste hasta formar el Río Hondo. Este sigue con la dirección antes señalada para recibir por su margen izquierda los excedentes del Río Sordo y adelante, por la derecha, las aguas de el Canal el Tornillo, a partir de donde escurre por un cauce artificial; el Río Hondo mas adelante recibe la aportación del

Río Totolica, el cual se genera en las laderas de la Sierra de las Cruces. Su dirección inicial es al oriente, y paulatinamente cambia hacia el noreste.

El Río Hondo descarga directamente hacia el Vaso regulador del Cristo, habiendo recibido previamente los volúmenes del Interceptor del Poniente a la altura del cruce del Anillo Periférico; el Interceptor colecta las aguas excedentes de las presas que controlan los ríos del poniente. Su diseño permite que, además de derivar hacia el Río Hondo, pueda hacerlo hacia el Emisor del Poniente.

El Río Chico de los Remedios es una pequeña corriente que se origina con los escurrimientos que descienden de las laderas orientales de los cerros el Pedregal, la Ascensión y Piedras. Su curso inicial es el norte, el cual cambia hacia el noreste cerca del poblado de Los Remedios. En este recorrido escurre en lo profundo de una cañada que bordea el Parque Nacional de los Remedios. Después recibe las aguas del Río San Mateo, ya dentro de la zona urbana de Naucalpan y más adelante descarga al Vaso regulador El Cristo, habiendo recibido previamente los volúmenes del Río Colorado.

Aguas abajo del Vaso regulador del Cristo se puede considerar que inicia el Río de los Remedios, originándose propiamente en dicho embalse, que cuenta con dos salidas:

El Emisor del Poniente y el Río de los Remedios, canalizado este

último, por medio de bordos laterales; su diseño fue realizado para conducir los excedentes del Vaso del Cristo hacia el Gran Canal del Desagüe. Originalmente descargaba en el Lago de Texcoco, pero con la destrucción del Puente Canal sobre el Gran Canal del Desagüe, descarga directamente a éste. En la actualidad su régimen hidráulico ha sido mermado al recibir menos agua del Río San Javier. El Río San Javier tiene su origen en las estribaciones nororientales del accidente orográfico conocido como Sierra de Monte Alto; en su cuenca alta recibe el nombre de Arroyo La Herradura; éste recibe por la margen derecha el Arroyo Los Burros, desde donde se le conoce como Río San Javier; la dirección general de este tramo es el noreste. Aguas abajo recibe por la margen izquierda al Arroyo La Frontera, localizándose adelante el sitio de la Presa las Ruinas; adelante cambia su curso al oriente y luego al sureste, para cruzar la autopista México-Querétaro antes de descargar parte de sus aguas al Emisor del Poniente; más adelante, con la dirección antes señalada, el Río San Javier conduce aguas negras al Río de los Remedios, uniéndose a este a la altura de Puente Amealco.

El Río Tlalnepantla tiene su origen en los escurrimientos que descienden de la vertiente oriental de la Sierra de Monte Alto; esta corriente tiene una dirección inicial sur-norte, la que cambia aguas abajo hacia el noreste cerca del poblado de San Juan Ayucan. En su recorrido recibe por ambas márgenes una serie de

corrientes colectoras entre las que destacan los Arroyos Alameda, Madín, Cordoba, Chiluca y el Río Tepatlaxco. Aguas abajo de la confluencia del Arroyo Madín, se construyó la Presa Madín para control de avenidas. Aguas abajo el Río Tlalnepantla escurre por dos cauces; uno rectificado que conduce los excedentes de la presa antes citada y el otro que sirve de colector de aguas negras a los fraccionamientos de Lomas Verdes, Bella Vista y Fuentes de Satelite. Finalmente tiene un alivio en la actualidad hacia el Emisor del Poniente, por lo que también aporta menos agua al Río de lo Remedios, pero el cauce viejo continua hasta Amealco donde descarga al Río de los Remedios.

Al cauce del Río de los Remedios también descarga el Arroyo Santa Cruz; esta pequeña corriente en la actualidad se encuentra entubada en la mayor parte de su cauce, donde sirve de colector de aguas negras y pluviales de una amplia zona de Ciudad Satélite, del fraccionamiento Vista Hermosa y de Puente de Vigas. Su dirección general media es al sureste hasta las cercanías del Vaso regulador del Cristo; donde cambia su rumbo al noreste y escurre paralelamente al bordo del vaso citado, para finalmente descargar sus aguas en el Río de los Remedios a la altura de Puente de Vigas; cabe señalar que en su tramo inferior corre en la mayor parte a cielo abierto.

El sistema hidrografico está formado tambien por estructuras de control en las distintas corrientes aportadoras; ademas de las ya

mencionadas; éstas se presentan a detalle en el cuadro 2.2.1.; también se tienen otro tipo de obras e incidencias de importancia para el entubamiento, las cuales se presentan en el cuadro 2.2.2. Otras instalaciones que se tomarán en cuenta para el entubamiento serán de diversos tipos como: Plantas de bombeo, de tratamiento de aguas residuales, de potabilización, estaciones limnimétricas, hidrométricas y climatológicas que se mencionan en los cuadros 2.2.3. y 2.2.4.

En el anexo 2.2.5. se muestra el croquis del sistema hidrográfico de la cuenca del Río de los Remedios.

PRESAS Y VASOS DE REGULACION.-

NOMBRE	CORRIENTE	FECHA DE CONSTRUCCION	CAPACIDAD TOTAL (m ³ x 10 ⁶)
Presa Hondo	Río Hondo	1958 - 1960	7.7
Presa El Sordo	Río El Sordo	1955 - 1961	510.0
Presa Los Cuartos	Río Los Cuartos	1957 - 1960	1 140.0
Presa Totalica	Río Totalica	1959 - 1962	2 070.0
Presa Las Julianas	Río Chico de los Remedios	-	288.0
Presa Los Arcos	Río Chico de los Remedios	-	104.0
Presa El Colorado	Río El Colorado	-	135.0
Presa La Colorada	Río San Mateo Nopala	1945 - 1946	1 18.0
Presa Madin	Río Tlalnepantla	1974	24 700.0
Presa San Juan	Río San Javier	-	240.0
Presa Las Ruinas	Río San Javier	1959 - 1961	113.0
Vaso El Cristo	Confluencia Hondo-Remedios-Interceptor poniente.	1964	3 800.0
Vaso Fresnos	Río de los Remedios	1964	700.0
Vaso Carretas	Río de los Remedios	1964	900.0
Laguna de Regulación Cuautepec	Río Cuautepec	1990	150.0

ESTRUCTURAS DE DERIVACION HACIA EFLUENTES DE DRENAJE.-

N O M B R E	INICIO DE OPERACION	CAPACIDAD m ³ /s
Derivación Tlalnepantla-Emisor poniente	1964	15
Derivación San Javier-Emisor poniente	1964	35
Obra de toma del Emisor del poniente	1964	30
Obra de toma del Río de los Remedios en el Vaso del Cristo.	1964	30
Captación Remedios-Interceptor Central	1975	30
Captación Tlalnepantla-Interceptor Central	1975	30
Captación San Javier-Interceptor Central	1975	18
Captación San Javier-Temoluco	1990	10
Captación Cuauhtepc-Interruptor Oriente	1990	10

CUADRO 2.2.2.

PLANTAS DE BOMBEO			
NOMBRE	ORGANISMO	POTENCIA INSTALADA (HP)	
San Agustín	Ayuntamiento de Tlalnepantla - CEAS		
Escultores	Ayuntamiento de Tlalnepantla - CEAS	210	
Indeco - Los Reyes	Ayuntamiento de Tlalnepantla - CEAS	1250	
Rosario II, Sector III	Ayuntamiento de Tlalnepantla - CEAS	1170	
Rosario - Ceylan	Ayuntamiento de Tlalnepantla - CEAS	100	
Nueva Iztacala	Ayuntamiento de Tlalnepantla - CEAS	260	
Prensa Nacional	Ayuntamiento de Tlalnepantla - CEAS	60	
Prado Vallejo	Ayuntamiento de Tlalnepantla - CEAS	195	
El Chiquihuite	D.G.C.O.H. - DDF	400	
Insurgentes	Ayuntamiento de Tlalnepantla - CEAS	60	
La Laguna	Ayuntamiento de Tlalnepantla - CEAS	210	
El Risco - CTM	D.G.C.O.H. - DDF	3060	
Acueducto de Guadalupe	D.G.C.O.H. - DDF	750	
Patronato del Maguay	D.G.C.O.H. - DDF	750	
PLANTAS DE TRATAMIENTO			
NOMBRE	ORGANISMO	INICIO DE OPERACION	CAPACIDAD (m ³ /s)
San Juan Ixhuatspec	Particular (Sociedad de usuarios)	1972	0.150
PLANTAS POTABILIZADORAS			
Madín	CEAS	1975	0.5

PLANTAS DE BOMBEO, DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y POTABILIZADORAS.-

ESTACIONES HIDROMETRICAS Y LIMNIMETRICAS.-

ESTACIONES HIDROMETRICAS		
NOMBRE	CORRIENTE	PERIODO DE OBSERVACIONES
Las Tómas de transmisiones (Suspendida)	Canal alimentador de Chapultepec	1963 - 1966
El Tornillo	Canal El Tornillo	1955 - a la fecha
Molinito	Río Hondo	1952 - a la fecha
Totolica	Río Totolica	1946 - a la fecha
El Conde	Río Hondo	1970 - a la fecha
Molino Blanco	Río Hondo	1950 - a la fecha
Echegaray	Río Chico de los Remedios	1966 - a la fecha
Santa Cruz	Arroyo Santa Cruz	1974 - a la fecha
Puente de Vigas	Río de los Remedios	1957 - a la fecha
K-0+286. (Antes K-0+393)	Emisor del Poniente	1960 - a la fecha
Ventorrillo	Tunel del Ventorrillo	1960 - a la fecha
El Salitre	Río Tepatlaxco	1959 - a la fecha
Madín (Suspendida)	Río Tlanepantla	1947 - 1958
Calacoaya , Calacoaya II, y Calacoaya III	Río Tlanepantla	1957 - a la fecha
Calacoaya IV	Río Tlanepantla (Cauce nuevo)	1976 - a la fecha
Rancho de Castro (Suspendida)	Canal Santa Mónica	1961 - 1978
Las arboledas	Río San Javier	1965 - a la fecha
San Martín Obispo (K-13+521)	Emisor del Poniente	1966 - a la fecha
San Juan Ixhuatepec	Río de los Remedios	1942 - a la fecha
Puente Canal K-9+500	Río de los Remedios (Desviación combinada)	1964 - a la fecha
K-6+250 (Antes K-6+500)	Gran Canal del Desagüe	1946 - a la fecha
ESTACIONES LIMNIMETRICAS		
San Joaquin	Río San Joaquin	1963 - a la fecha
El Sordo	Río El Sordo	1959 - a la fecha
Los Cuartos	Arroyo Agua Caliente	1951 - a la fecha
Totolica	Río Totolica	1962 - a la fecha
Madim	Río Tlanepantla	1959 - a la fecha
Vaso del Cristo		1978 - a la fecha

CUADRO 2.2.4.

2.3.- Pluviometría

En la cuenca del Río de los Remedios se tiene una pluviometría muy variada; la lluvia anual en la cuenca es del orden de 800 mm. al año, con variaciones fuertes que se registran en las partes altas de la cuenca que son hasta de 1200 mm. al año en promedio, y en la confluencia del Río de los Remedios con el Gran Canal del Desagüe se registran lluvias de solamente 550 mm. por año, en promedio.

El tipo de lluvias que se presentan en el D.F. son debido a la presencia de masas de origen marítimo en el período de mediados del mes de mayo hasta mediados del mes de octubre; estas masas tienen un alto contenido de humedad, propiciado por la corriente de los vientos alisios; el sobrecalentamiento a causa de la insolación y el efecto de la cuenca, dan origen a nubes del tipo convectivo, que son productoras de precipitaciones de tipo chubascoso que a veces van acompañadas de tempestades eléctricas y granizo; este tipo de precipitaciones generalmente se presentan por las tardes debido a las características ya mencionadas. Otro tipo de precipitaciones que se presentan son de origen polar y se pueden ubicar en el período de principios de noviembre y hasta mediados de marzo; otro tipo de precipitaciones que también se presentan en la cuenca son las de tipo ciclónico que penetran del Golfo de México hacia el centro, así como lo son los Nortes que son masas de aire continental polar que al viajar al sureste

entran al Golfo de México; éstos absorben humedad y debido a su circulación el aire ya saturado es impulsado hacia la cuenca.

Las intensidades de lluvia dentro de la cuenca se tienen registradas por parte de la Dirección General de Construcción y Operación Hidraulica del D.D.F. (DGCOH) en puntos estratégicos de la cuenca. En la zona donde comenzará el entubamiento se tienen registros del año 1982 hasta 1986, en donde se tienen las mayores intensidades en los años 1983 y 1984; los tiempos críticos en esta zona de la cuenca son de 30, 60 y 90 minutos para los cuales se registran intensidades de 60, 50 y 40 mm/hr; para tiempos más pequeños se registran las intensidades mas altas, de hasta 160 mm/hr.

La Comisión de Aguas del Valle de México opera dentro de la cuenca estaciones climatológicas desde hace muchos años, que complementan los datos de la DGCOH, sobre todo en la parte de la cuenca perteneciente al Estado de México.

Los registros que se tienen en la parte baja de la cuenca también cubren los años 1982 a 1986; en esta zona, el año en que se tienen las mayores intensidades es 1985; en este año para los tiempos 30, 60 y 90 minutos se tienen intensidades de 50, 28 y 20 mm/hr; las intensidades más altas en esta zona son de 120 a 130 mm/hr para tiempos menores de 5 minutos.

2.4 Geología Superficial.

En la cuenca del Río Hondo se tiene una geología superficial constituida principalmente por la formación Tarango, abanicos volcánicos correspondientes a las sierras mayores, conteniendo lahares, ignimbritas, capas de pómez, cenizas, suelos y algunos depositos aluviales; en otras zonas de esta misma cuenca se tiene esta misma formación pero con lavas del Iztaccíhuatl antiguo; la geología superficial de esta cuenca es muy variada, ya que tambien se tienen andesitas y dacitas, depositos aluviales, andesitas porfiríticas y en menos cantidad se tiene la formación Xochitepec, series volcanicas, andesíticas y rhyodaciticas; suelos tobáceos y pumíticos, derivados de lluvias de cenizas, y por último se tiene una pequeña área que tiene una geología de vulcanitas no diferenciadas del Mioceno de la serie Santa Isabel (Base oriental Sierra de Guadalupe).

En la cuenca del Río Chico de los Remedios no se tiene tanta variedad geológica como en la del Río Hondo; en primer lugar se tiene la formación Tarango ya descrita anteriormente, que es la que domina en la cuenca, tambien se tienen depósitos aluviales, suelos tobáceos y pumíticos, y finalmente la formación Xochitepec tambien ya descrita.

La geología de la cuenca del Río Tlalnepantla se constituye principalmente por la formación Tarango, andesitas y dacitas; en la cuenca tambien se tienen depósitos aluviales, vulcanitas no

diferenciadas del Mioceno, depósitos lacustres, suelos tobáceos y pumíticos, conos volcánicos mayores formados en el Plioceno superior o cuaternario inferior (varían de dacitas a rhyodacitas); se tienen también conos, lavas y tobas, y por último se tienen lavas (andesitas, dacitas, latitas de la Sierra de Guadalupe); como se puede apreciar esta es la cuenca con la mayor variedad geológica del sistema de cuencas que interesa para el proyecto de entubamiento.

La cuenca del Río San Javier está constituida por la formación Tarango y lavas, que son los tipos de suelos que dominan en esta cuenca; también se tienen depósitos aluviales, vulcanitas no diferenciadas del Mioceno, suelos tobáceos y pumíticos, y por último, en una pequeña área se tienen lavas y tobas con una actividad que se extiende del Plioceno al Cuaternario, fenobasaltos, andesitas y latitas.

En la cuenca del Arroyo Santa Cruz se tiene una muy pequeña variedad geológica; esta es una consecuencia de la pequeña extensión que ocupa en el sistema; su geología está constituida por la formación Tarango y depósitos aluviales.

Por último se tienen las formaciones geológicas de la cuenca del Río de los Remedios 1^{er} y 2^o tramo, donde se tiene una geología muy poco variada constituida principalmente por la formación Tarango, depósitos aluviales, depósitos lacustres, vulcanitas no diferenciadas del Mioceno, lavas y por último suelos tobáceos y

pumíticos.

A partir de la información recabada de cada una de las cuencas se pretenderá dar un panorama general de que tan permeables son las cuencas del sistema hidrografico de interés.

La formación Tarango que es la que predomina en todo el sistema es generalmente de una muy baja infiltración; las formaciones rocosas que se encuentran en el sistema, debido a las erupciones ocurridas en el periodo Cuaternario generalmente tienen grandes fracturaciones que es lo que da la pauta para que estas zonas sean de gran permeabilidad, lo que tiene como consecuencia que se tenga gran infiltración en las mismas. En el sistema de cuencas tambien se tienen formaciones rocosas muy antiguas, éstas en ocasiones están intemperizadas y en otras están fracturadas por lo que presentan una infiltración media.

2.5 Usos del Suelo

En el área de la cuenca general del Río de Los Remedios se encuentran diversificados los usos del suelo; sin embargo uno de los que predomina es el habitacional en las partes norte, central y oriente de la cuenca; en la parte sur y poniente se tiene una gran área de uso forestal; el uso agropecuario del suelo también se tiene en la zona sur; en las zonas poniente, norte y oriente se tienen zonas de protección ecológica. Dentro del área que ocupa el uso habitacional, en la zona oriente de la cuenca se tienen pequeñas áreas verdes, dentro del municipio de Naucalpan; también se tienen centros y subcentros urbanos diversificados en varios municipios (Naucalpan, Atizapan, Tlalnepantla); en las zonas oriente y norte de la cuenca se tienen pequeñas concentraciones de zonas de uso Industrial localizadas en los municipios de Naucalpan, Atizapan y Tlalnepantla. En estas zonas también se tienen pequeñas áreas destinadas para equipamientos ya sean para administración, salud, educación y cultura o ya sea para protección y seguridad u otras áreas destinadas para usos especiales o para corredores, que pueden ser urbanos de alta o de baja intensidad de ocupación y uso del suelo.

En resumen, en la cuenca predominan en toda la zona poniente y parte de la norte los usos del suelo: forestal, agropecuario y zonas de protección ecológica, localizadas en los municipios de Huixquilucan, Naucalpan, Jilotzingo y parte de la delegación de

Cuajimalpa; en toda la zona oriente y parte de la zona norte predomina el uso habitacional de muy baja, baja, media y alta densidad, compatible o no con usos de comercio y servicios y todos los usos que acompañan a éste como lo son: centros y subcentros urbanos, corredores urbanos, etc.

Las áreas que ocupan los usos del suelo por delegación y municipios dentro de la cuenca de interes están detalladas en el cuadro 2.5.1.

**DISTRIBUCION DEL AREA DE LA CUENCA GENERAL DEL RIO DE LOS
REMEDIOS EN EL DISTRITO FEDERAL Y ESTADO DE MEXICO.-**

USO DEL SUELO	DISTRITO FEDERAL			ESTADO DE MEXICO					
	AZCAPOT- ZALCO	CUAJIMAL- PA	GUSTAVO A. MADERO	ATIZAPANDE ZARAGOZA	ECATEPEC	HUIXQUI- LUCAN	JILOTZINGO	NAUCALPAN	TLALNEPAN, TLA
Habitacional	1.15	—	16.67	39.61	0.47	3.30	—	46.81	36.64
Zona de usos especiales	—	—	—	—	—	—	—	2.28	2.22
Equipamiento	—	—	0.83	—	—	—	—	—	3.11
Equipamiento de servicios	—	—	0.65	—	—	—	—	—	1.98
Equipamiento de protección y seguridad	—	—	0.57	—	—	—	—	—	—
Centro urbano	—	—	—	—	—	—	—	—	1.35
Subcentro urbano	—	—	0.24	2.88	—	—	—	1.11	—
Corredor urbano	—	—	—	2.44	—	0.51	—	3.74	0.98
Corredores y centros urbanos de alta intensidad de ocupación y utilización del suelo.	—	—	—	—	—	—	—	—	1.79
Corredores y centros urbanos de baja intensidad de ocupación y utilización del suelo.	—	—	—	—	—	—	—	—	0.54
Areas verdes y espacios abiertos	0.35	—	0.40	2.01	—	—	—	1.85	0.95
Zona de uso industrial	—	—	0.25	1.32	—	—	—	1.85	7.17
Zona de preservación ecológica	—	—	10.92	15.70	—	0.35	—	89.97	8.14
Area no urbana	—	—	—	1.08	—	—	—	—	—
Forestal	—	24.24	—	3.76	—	101.64	41.22	—	—
Agropecuario	—	6.82	—	—	—	14.19	—	—	—
Cuerpo de agua	—	—	—	0.72	—	—	—	1.25	0.98
AREA TOTAL (km ²)	1.50	31.06	30.53	69.52	0.47	119.99	41.22	148.86	65.85

CUADRO 2.5.1.

2.6 Infraestructura de drenaje existente.

Por la importancia del proyecto de entubamiento del Río de los Remedios, se deben tomar también en cuenta obras de gran magnitud como el drenaje profundo. A partir de 1975 se concluye la primera etapa del mismo; éste ha sido el componente más importante del sistema general de desagüe del D.F., debido a que no es afectado por asentamientos y opera por gravedad; esta obra, además de ser durable y económica a largo plazo, representó una inversión muy cuantiosa en un principio.

El drenaje profundo que tiene influencia en la cuenca de interés para el proyecto está constituido por dos elementos básicos: un conjunto de interceptores con orientación general sur a norte, que evitan que el agua escurra hacia el oriente, conduciéndola hacia el norte; y los emisores que se conocen como obras de alejamiento, cuya finalidad es conducir las aguas fuera del Valle de México.

A continuación se presenta una breve descripción de los interceptores y emisores que tienen influencia en la cuenca del Río de los Remedios:

a) **Interceptor Poniente.**- Este, aunque en su origen formó parte de la Desviación Combinada en la zona poniente que se construyó en 1961 previo al drenaje profundo, se considera ahora parte de él, debido a su capacidad hidráulica que es de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ y su profundidad de construcción. Corre de sur a norte y puede captar

los escurrimientos del poniente para conducirlos al Vaso del Cristo. Lo forman 15 Km. de túnel cuya descarga es a un canal revestido que sigue el curso del Río Hondo hasta el Vaso del Cristo.

b) Interceptor Centro-Poniente.- Yendo de sur a norte tiene una longitud total de 16.5 Km. y parte de la lumbrera N° 14 del Interceptor Poniente, para confluir en la lumbrera N° 1 del Emisor Central, aguas abajo de la confluencia de los Interceptores Central y Oriente, ya fuera de la mancha urbana. Su objeto es reducir, por un lado, los escurrimientos propios del Interceptor Poniente y, por otro, captar en su recorrido algunas aportaciones que confluirían normalmente al Interceptor Central. Tiene capacidad de $70 \text{ m}^3/\text{s}$ y un diametro de 5 m.

c) Interceptor Central.- Con 13.5 Km. de longitud, un diametro de 5 m. y una capacidad de $100 \text{ m}^3/\text{s}$, por su ubicación es uno de los más importantes, pues cruza el centro de la ciudad, y puede interceptar las aguas de colectores que corren de oriente a poniente. Actualmente capta éstas, desde el colector N° 6 en la parte sur y los subsecuentes, hasta el Emisor Central en la lumbrera inicial del mismo. A futuro se planea prolongarlo 12 Km. hacia el sur de la ciudad, con lo que captará el resto de los colectores con orientación poniente-oriente, además que aliviará parcialmente al Río Churubusco.

d) Emisor del Poniente.- Despues del Gran Canal, el Emisor del

Poniente es la primera obra construida con el fin de alejar el agua, aunque éste no pertenece a lo que se conoce como drenaje profundo, pues corresponde a la prolongación en un ducto superficial del Interceptor Poniente. Fue construido entre los años 1963 y 1964; se inicia en el Vaso del Cristo y tiene una longitud total de 32.3 Km. que incluyen 12.3 Km. de túnel formado por un conducto semielíptico, con capacidades de 30 a 80 m³/s y 20 Km. de canal con sección trapecial y capacidades de 50 hasta 130 m³/s.

Su primer tramo capta los volúmenes del Vaso del Cristo, para que despues capte parte de los escurrimientos de los Ríos Tlalnepantla, San Javier y Tepoztlán. Los túneles que captan los escurrimientos mencionados se denominaron: Tequesquinahua, Xocoyohualco, Atenco y Barrientos. Las aguas recolectadas son conducidas hacia el Río Cuautitlán, la Laguna de Zumpango (por medio de el canal Santo Tomas) y el tajo de Nochistongo para, finalmente, descargar en el Río El Salto, afluente de el Río Tula.

e) Emisor Central.- Concluido en 1975, año en que se termino la primera etapa del drenaje profundo, el Emisor Central constituye la columna vertebral de esta obra. Consiste en un túnel de 6.5 m. de diametro, 50 Km. de longitud y 200 m³/s de capacidad hidráulica. A este emisor confluyen los Interceptores Centro-Poniente, Central y Oriente.

En cuanto se concluyan las obras futuras en los interceptores del Drenaje Profundo, los escurrimientos que recibe se incrementarán, por lo que tal vez sea necesario construir un emisor más, que alivie el Emisor Central actual. En general el Drenaje Profundo es utilizado en época de lluvia y en época de estiaje se le da mantenimiento al sistema; sin embargo, el Interceptor del Oriente en ocasiones es activado en época de estiaje para aliviar el Gran Canal.

CAPITULO 3 .- ESTUDIOS ANTECEDENTES

3.1.- Topografía

La importancia de tener un estudio topográfico a detalle de el cauce y zonas cercanas al Río de los Remedios es muy grande ya que representa la herramienta para la elección y obtención de la sección óptima en el entubamiento.

Los trabajos topográficos realizados son básicamente levantamientos planimétricos de precisión a lo largo del Río de los Remedios, a partir del Vaso del Cristo hasta el Gran Canal del Desagüe; la planimetría abarca una distancia de 100 m. en ambos lados del cauce. Estos trabajos de topografía se apoyaron en planos existentes de un estudio realizado en 1987 donde se ubican bancos de nivel (mojoneras); éstos sirvieron de base para el trazo de una nueva poligonal de apoyo, ubicada con mojoneras aproximadamente a cada 250 m. con su respectivo cadenamamiento el cual también tiene el proposito de referenciar en campo el perfil longitudinal y las secciones transversales.

La altimetría estuvo apoyada en los bancos de nivel existentes, a partir de los cuales se corrió una nivelación diferencial para dar cotas a los puntos de control altimétricos que sirvieron de apoyo en la obtención de las elevaciones en el perfil longitudinal y las secciones transversales.

La nivelación fue de precisión, empleando la fórmula:

$$T = \pm 6\sqrt{K}$$

donde "T" es la tolerancia en milímetros y "K" es la distancia en kilómetros. Esta fórmula es para dar nivel en la margen del río. El perfil longitudinal se levantó sobre el eje del cauce obteniendo información por el método de nivelación directa; la nivelación fue precisa utilizando la fórmula:

$$T = \pm 2\sqrt{K}$$

donde "T" es la tolerancia en milímetros y "K" es la distancia en kilómetros.

El levantamiento de las secciones transversales se realizó en base a los puntos de referencia altimétricos ubicados en la nivelación diferencial; las secciones transversales se sacaron a cada 20 m. y la información se obtuvo por el método de nivelación directa, en este caso la nivelación también fue precisa empleando

la formula:

$$T=\pm 4\sqrt{K}$$

donde "T" es la tolerancia en centímetros y "K" es la distancia en kilómetros.

La información tanto de la planimetría, altimetría y perfil longitudinal fue consignada en planos de dos tipos:

1.- Planta y perfil- Estos planos fueron realizados a una escala de 1:500 la planta; cada plano contiene 500 m. longitudinales; en la planta se muestra la planimetría del Río de los Remedios así como la de las cercanías a éste; el perfil fue realizado a una escala horizontal de 1:500 y una escala vertical de 1:100.

2.- Secciones transversales- Las secciones se realizaron a cada 20 m. y se plasmaron en el plano en forma general a partir de la poligonal de apoyo, tomando el cauce y 20 m. a cada lado de éste; la vista de la sección esta de acuerdo con el sentido del flujo, la escalas horizontal y vertical a la que fueron dibujadas las secciones es 1:100.

En este trabajo también se incluyeron las relaciones de planos resultantes y bancos de nivel; así como la información topográfica de entradas y salidas de puentes, y los detalles de importancia. En este trabajo también se incluyó información topográfica de las descargas al Río de los Remedios así como su

ubicación y detalles de importancia.

El trabajo de topografía realizado es de suma importancia en el proyecto de entubamiento, ya que este marcará la pauta junto con el estudio hidrológico y el análisis de funcionamiento hidráulico para la elección de la sección óptima para el entubamiento. La topografía del río es en ciertas zonas algo irregular por atravesar avenidas importantes, como también gran cantidad de puentes que son de varios tipos; peatonales y/o vehiculares y de ferrocarril; estos casos son de los más comunes y como ya se mencionó regirán la elección de la sección del entubamiento. Cabe mencionar que la planimetría levantada a lo largo del cauce es de detalle ya que no solamente se traza la configuración de las calles que están cercanas al río sino que el levantamiento es también de todo tipo de instalaciones, de PEMEX, agua potable, drenaje, árboles, etc.; ésto se planeó en base a futuros proyectos de varias dependencias.

3.2.- Hidrología; gastos por tramos.

La realización de análisis hidrológicos para el Proyecto Hidráulico del Río de los Remedios tuvo como principal propósito la determinación de gastos de diseño para los distintos tramos del entubamiento.

Dado que la información estadística es muy amplia, tanto de carácter pluviométrico a nivel cuenca, como de aforos de la corriente y de sus afluentes, se decidió afrontar el problema por varias opciones. Se aplicaron cuatro metodologías, dos basadas en análisis de datos hidrométricos y las dos restantes fundamentadas en análisis de información pluviométrica.

En el diagrama 3.2.1. se muestra el proceso de metodologías empleadas para la determinación de los gastos de diseño. A continuación se describen los criterios empleados para el fin mencionado.

Cabe aclarar que para el presente estudio se subdividió la cuenca general del Río de los Remedios en siete subcuencas, que se muestran en el cuadro 3.2.2., en el cual también se resumen las extensiones de cada una ellas.

- Los análisis hidrométricos contemplaron, en primer lugar, el uso de envolventes de gastos a nivel regional, determinando los caudales en función de las áreas drenadas en las distintas subcuencas de aportación. Una gráfica obtenida de un estudio realizado por CIEPS, S.C., para la D.G.C.O.H. en 1982, permite

PROYECTO HIDRAULICO DEL ENTUBAMIENTO
DEL RIO DE LOS NEEDIOS

SECCION A-A EN EL PUNTO DE ENTUBAMIENTO
DE LOS NEEDIOS EN EL TRAMO DE ENTUBAMIENTO

SECCION B-B EN EL PUNTO DE ENTUBAMIENTO
DE LOS NEEDIOS EN EL TRAMO DE ENTUBAMIENTO

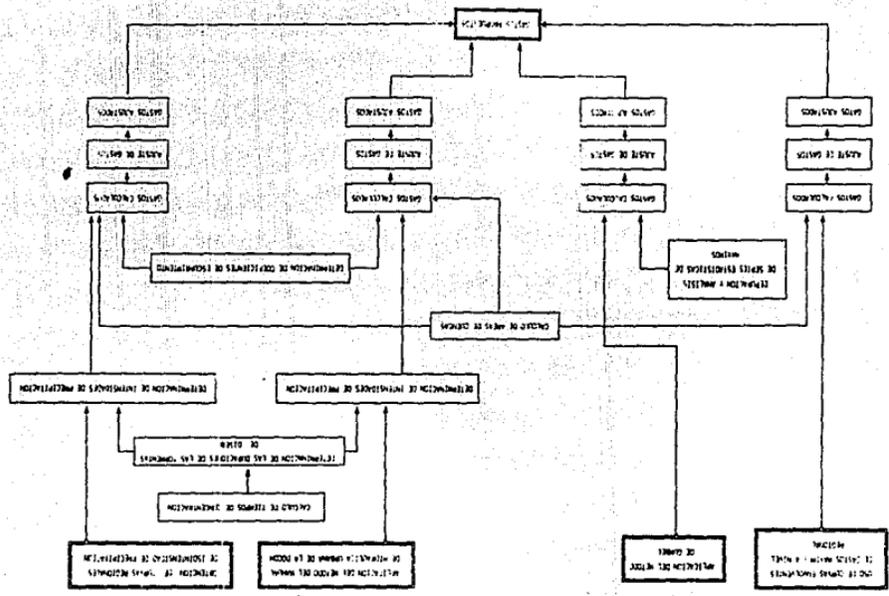


DIAGRAMA 3.2.1.1

C U E N C A	Km ²
Río Hondo	205
Río Chico de los Remedios	39
Arroyo Sta. Cruz	4
Río Tlalnepantla hasta Madín	102
Río Tlalnepantla (Tramo Madín-Remedios)	42
Río San Javier	84
Río de los Remedios (Del Vaso del Cristo hasta la descarga del Río San Javier)	16
Río de los Remedios (De la descarga del Río San Javier al Gran Canal del Desagüe)	17

TABLA 3.2.2.

estimar gastos máximos referidos a un período de retorno de 50 años, en función de las distintas áreas de las subcuencas consideradas; los resultados obtenidos tuvieron que ajustarse, ya que la envolvente que se utilizó fue hecha para áreas de aportación más pequeñas y zonas más permeables; otro punto que se tuvo que ajustar en este método fue el tomar en cuenta el efecto de la aportación externa de 25 m³/s adicionales a los calculados para la cuenca del Río Hondo, que provienen del Interceptor del Poniente. La gráfica 3.2.3. es la utilizada en este método.

- Se realizó también un análisis hidrométrico de mayores alcances, a partir de la aplicación del método de Gumbel a las muestras de gastos máximos anuales observados en las estaciones hidrométricas de la zona; este método esta basado en el ajuste de

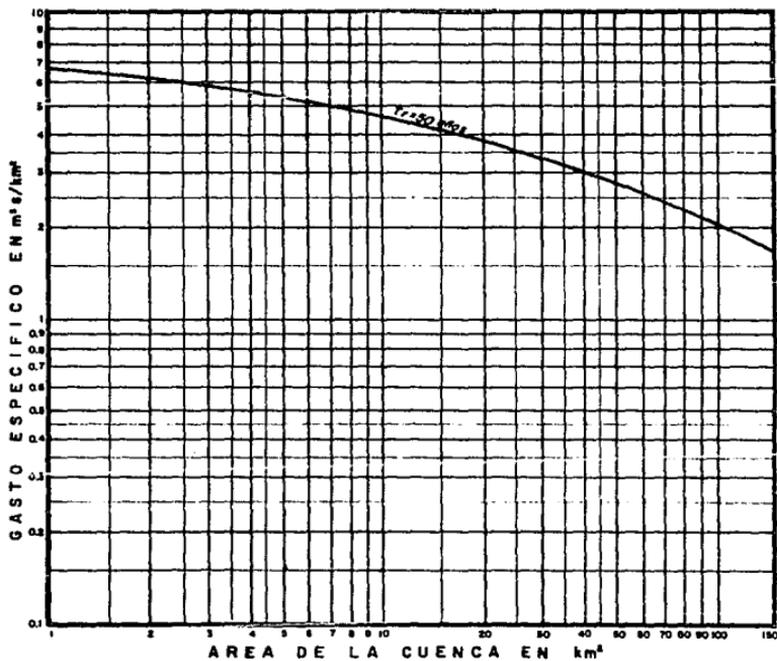
series históricas de gastos máximos a una función de distribución de valores extremos; por sus bases teóricas y por el conocimiento que se tiene de ella en el medio dada su frecuente utilización, se consideró pertinente el uso de éste para la estimación de gastos máximos probables para diseño del entubamiento.

A los gastos estimados directamente por el criterio de Gumbel, fue necesario hacerles ajustes en sus valores por las siguientes razones: la diferencia de áreas drenadas hasta determinada estación y hasta la salida de la cuenca; la diferencia de coeficientes de escurrimiento representativos de la cuenca total, a los de la cuenca aforada; y, finalmente, la diferencia entre las condiciones de urbanización correspondientes al período de aforos y las que se tendrán a futuro.

Con base en los tiempos de concentración calculados para cada una de las siete subcuencas en que se dividió la cuenca general del Río de los Remedios, se fijaron duraciones para las tormentas de diseño de cada subcuenca, en cifras cerradas del mismo orden de magnitud que dichos tiempos de concentración. Estas duraciones se utilizaron, tanto para la aplicación del Método del Manual de Hidráulica Urbana de la D.G.C.O.H., como para el análisis de curvas regionales de isointensidad.

El análisis de las condiciones de usos y destinos del suelo en las distintas subcuencas consideradas, permitió integrar, por prorrateo, coeficientes de escurrimiento representativos en cada

ENVOLVENTE REALIZADA POR CIEPS S.C.-



CUADRO 3.2.3.

caso.

- Por lo que se refiere a los métodos basados en datos pluviométricos, primeramente se tiene el Método del Manual de Hidráulica Urbana de la D.G.C.O.H., para la determinación de las intensidades de lluvia para diseño; este método se fundamenta en la determinación previa de láminas de precipitación base, a partir de la hipótesis de que la distribución de tormentas específicas en el área del Valle de México sigue los patrones de distribución de las isoyetas medias anuales históricas. Las laminas base se ajustan, de acuerdo con el método, por duración de la tormenta, por período de retorno y/o por área drenada, según el caso, lo que permitió definir intensidades de precipitación para cada una de las subcuencas de interés, asociadas a un período de retorno de 50 años.

A partir de las intensidades determinadas para las tormentas de diseño y en base de los coeficientes de escurrimiento representativos de las condiciones fisiográficas y de urbanización de cada subcuenca, mediante la aplicación de la Formula Racional Americana que también toma en cuenta la magnitud de las áreas drenadas, pudieron estimarse gastos, asociados a un período de retorno de 50 años; los valores obtenidos es necesario ajustarlos para considerar el efecto de las presas reguladoras existentes en varias de las subcuencas y para tomar en cuenta las aportaciones externas provenientes del Interceptor del Poniente.

- Con respecto al segundo método pluviométrico, contempló la elaboración de cartas de isointensidad de precipitación para diferentes duraciones de lluvias; este proceso fue llevado a cabo primeramente seleccionando una treintena de estaciones ubicadas en la zona de interés, de las que se analizaron sus registros, con el fin de obtener los valores de las máximas intensidades ocurridas a distintas duraciones de precipitación.

Los datos de intensidades anuales máximas para distintas duraciones de lluvia, se obtuvieron de la colección de boletines de la D.G.C.O.H. el SMN y la Comisión de Aguas del Valle de México, así como de archivos de estas dependencias con lo que se integraron, para cada estación y para las duraciones citadas, muestras estadísticas de distintas extensiones.

Las series anuales de datos de intensidad máxima de precipitación, para las duraciones consideradas y la totalidad de las estaciones climatológicas base, fueron procesadas estadísticamente, mediante su ajuste a una distribución de valores extremos, como la elaborada por Gumbel.

Como apoyo a los resultados obtenidos, se elaboraron juegos de curvas de isointensidad para las duraciones de lluvia de interés y para el período de 50 años seleccionado para diseño; una vez configuradas las curvas, mediante prorratio planimétrico, pudieron determinarse intensidades de precipitación representativas de cada una de las subcuencas en que se tuvo que

subdividir la cuenca general.

La estimación de gastos se efectuó, por medio de la Fórmula Racional Americana; los valores arrojados por ésta fueron ajustados por el efecto de presas reguladoras y de aportaciones externas; los resultados finales de cada uno de los métodos se resumen en el cuadro 3.2.4.

CUENCA	METODOS				GASTOS ANUALES PRECIPITACION
	HIETOMETRICOS		PLUVIOMETRICOS		
	SECCIONES	CUENCA	SECCIONES	CUENCA	
Rio Hondo (*)	271	179	63	95	179
Rio Chico de los Remedios	117	87	44	52	83
Arroyo Sta. Cruz	22	35	38	45	45
Rio Tlalapanita hasta Madin	194	209	80	89	209
Rio Tlalapanita (tramo Madin-Remedios)	118	-	95	136	136
Rio San Javier	178	95	66	80	95
Rio de los Remedios (1° tramo)	64	-	30	34	34
Rio de los Remedios (2° tramo)	66	-	66	62	66

(*) Incluye aportaciones del Interceptor del Puente

TABLA 3.2.4.

Los hidrogramas se determinaron con base en el criterio del Soil Conservation Service del gobierno de los E.U.A., que supone una distribución triangular y considera ciertas relaciones empíricas

entre tiempos de concentración, tiempos pico y tiempos base. Siguiendo con este método, los hidrogramas triangulares se transformaron a hidrogramas curvilíneos más semejantes a hidrogramas reales. La metodología empleada está plasmada en la publicación: "Diseño de Presas Pequeñas" del USBR, 1ª edición en español; México, 1966; páginas 77 a 94.

Los estudios descritos en este inciso se enfocaron a la determinación de la potencialidad hidrológica de la cuenca general del Río de los Remedios y de sus diferentes subcuencas, para eventos de diseño con período de retorno igual a 50 años. Sin embargo, por la falta de infraestructura de drenaje secundario en la zona urbana, por deficiencias de la misma y por limitación de capacidad en algunos cauces y colectores, no es posible que lleguen a alcanzarse algunos de los gastos calculados, por lo que existe la necesidad de hacer ajustes en algunos de los hidrogramas teóricos determinados. Tal es el caso de:

- El Río Hondo; ya que la capacidad máxima actual del cauce aguas arriba del Vaso del Cristo es del orden de $120 \text{ m}^3/\text{s}$, ya que se encontraron avenidas históricas de esta magnitud, las que han ocasionado desbordamientos ligeros e inundaciones ocasionales en algunas zonas. Teniendo en cuenta lo anterior, los $179 \text{ m}^3/\text{s}$ calculados se ajustaron a $120 \text{ m}^3/\text{s}$, integrando un nuevo hidrograma tomando en cuenta la relación "120/179".

- El Río Chico de los Remedios; por las razones anteriores se ajustó el hidrograma de $93 \text{ m}^3/\text{s}$ obtenidos inicialmente a un gasto máximo de $50 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El Arroyo Santa Cruz; se ajustó el hidrograma a un gasto pico de $35 \text{ m}^3/\text{s}$ de $45 \text{ m}^3/\text{s}$ obtenidos originalmente.
- Los Ríos Tlalnepantla y San Javier aportan en conjunto un caudal máximo de $100 \text{ m}^3/\text{s}$. (Valor ajustado).
- El Río de los Remedios; se ajustó el hidrograma por instrucciones de la D.G.C.O.H.; el primer tramo de $34 \text{ m}^3/\text{s}$ a $25 \text{ m}^3/\text{s}$ y el segundo tramo de $66 \text{ m}^3/\text{s}$ a $49 \text{ m}^3/\text{s}$. Estos ajustes tomaron en cuenta la infraestructura actual de descargas directas hacia el Río de los Remedios.

En el anexo 3.2.5. se esquematiza lo anteriormente descrito y permite apreciar comparativamente la magnitud de los hidrogramas de las distintas cuencas de aportación, así como de los ajustes realizados a los mismos.

CAPITULO 4.- DISEÑO HIDRAULICO

4.1.- Alternativas de secciones.Capacidades.

En el presente análisis se pretende encontrar la sección mas conveniente, desde el punto de vista del comportamiento hidráulico; cabe aclarar que este primer estudio se realizará con la hipótesis que el conducto trabajará como canal en régimen uniforme; esta hipótesis se hace dado que a lo largo del río se tienen pendientes muy pequeñas.

En este estudio desde un principio se previó que, podrían tenerse dos tipos de secciones, ya que por las características del tajo de San Juan Ixhuatepec el tipo de sección a utilizar en ese tramo será de un ancho no mayor a 7 m., en tanto que para el desarrollo restante parece mejor una sección doble.

El análisis se llevará a cabo con ayuda de la formula de Manning que se muestra a continuación:

$$V = \frac{1}{n} Rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (1)$$

siendo V = Velocidad (m/s)

n = coeficiente de rugosidad; este depende exclusivamente del material con el que se reviste la sección ($s/m^{1/3}$).

Rh = Radio hidráulico; este depende de la geometría de la sección y de la altura de tirante que se tiene (m.)

S = Pendiente.

y también se utilizará la ecuación de continuidad:

$$Q = V \times A \dots \dots \dots (2)$$

Donde Q = Gasto (m^3/s)

V = Velocidad (m/s)

A = Área (m^2)

Con ayuda de las formulas presentadas se llevara a cabo el estudio hidráulico de las diferentes secciones alternativas.

Sustituyendo la ecuación 1 en la 2 se obtiene:

$$Q = \frac{1}{n} Rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} A \dots \dots \dots (3)$$

De la ecuación 3 se puede igualar los miembros que implican las características hidráulicas y los que implican las geométricas

con lo que se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{Qn}{S^2} = ARh^{\frac{2}{3}} \dots (4)$$

De donde se deduce la ecuación 5 para las secciones rectangulares; esta ecuación se puede aplicar en forma directa a éstas, por lo que en su caso se utilizará para el cálculo hidráulico.

$$\frac{Qn}{S^2} = \frac{(By)^{\frac{5}{3}}}{(2y+B)^{\frac{3}{2}}} \dots (5)$$

Donde y = Altura del tirante (m)

B = Base de la sección (m)

En la ecuación 4 se puede observar que de el lado izquierdo no hay incógnitas por lo que queda una constante, así que proponiendo tirantes y tabulando la ecuación se obtendrá el resultado.

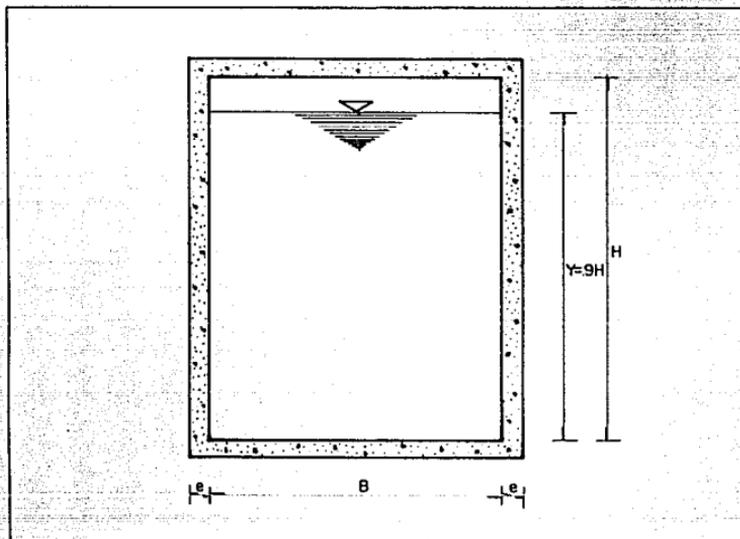
El análisis se llevará a cabo variando las características geométricas de las secciones; los datos para los cálculos son:

- 1.- Gastos.
- 2.- Las dimensiones de la sección se calcularán tomando en cuenta los conductos al 90 % de su capacidad, para pendientes prefijadas.

3.- El coeficiente de rugosidad que se utilizará en todos los casos es $n = 0.015$.

4.- Las curvas que se presentarán, solamente se graficarán en el rango de velocidades de 0.6 a 3.5 m/s.

En la presentación de las secciones se utilizarán espesores representativos, ya que éstos se obtendrán en el cálculo estructural mediante el cual también se determinará el acero de refuerzo que llevará el conducto.

-SECCION RECTANGULAR SIMPLE-

Para el cálculo del comportamiento hidráulico de la sección se utilizará la ecuación 5 mostrada anteriormente; el cálculo se llevará a cabo de la siguiente manera: se fijará la pendiente de forma que las dimensiones queden como incógnita, por lo tanto se propondrá un tirante y se tanteará hasta igualar los miembros de la ecuación 5 de manera que se vaya ajustando; se dará un ejemplo del cálculo:

DATOS:

$$Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.015 \text{ (Para concreto)}$$

$$B = 6 \text{ m.}$$

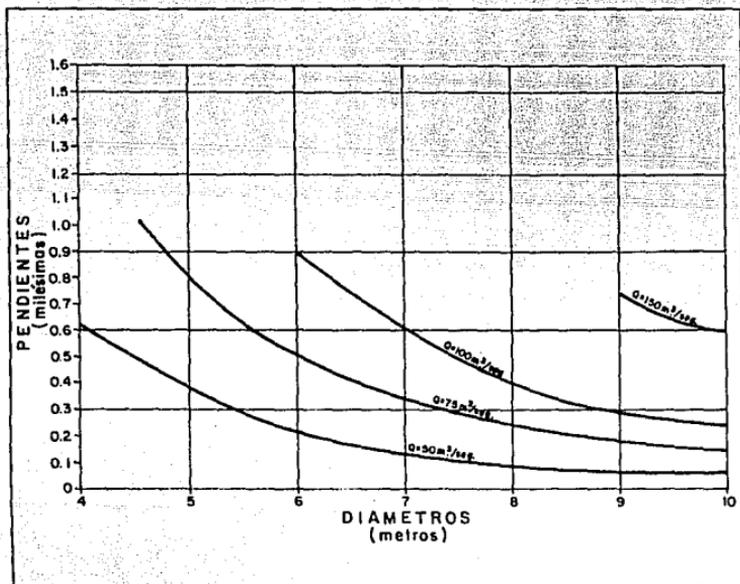
$$S = 0.00061$$

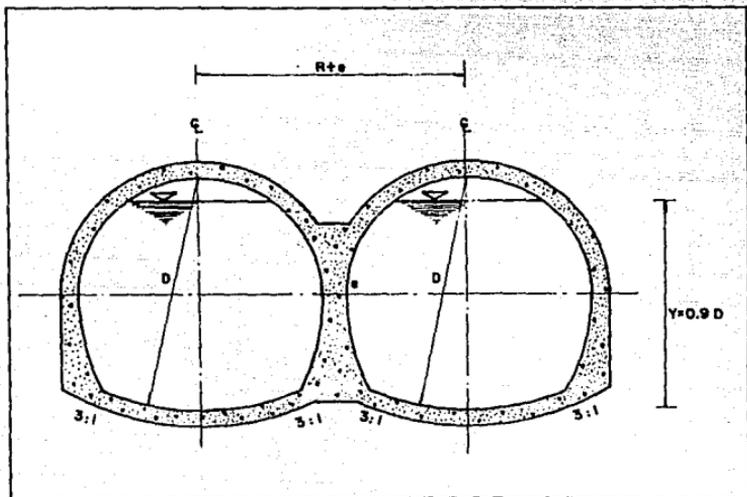
$$H = ? \Rightarrow \text{La constante de la ecuación 5 es igual a } 60.73 \text{ m}^{8/3}.$$

Y (m)	$\frac{(By)^{\frac{5}{3}}}{(2y+B)^{\frac{2}{3}}}$ (m ^{8/3})
5.9	55.98
6.1	58.31
6.3	60.66 ≈ 60.73

Por lo que las dimensiones de la sección serán; $B = 6 \text{ m}$ y $H = y/0.9$
 $\Rightarrow H = 7 \text{ m.}$

A continuación se muestra la gráfica resultante del comportamiento de la sección:



-SECCION HERRADURA DOBLE-

Igual que en el caso anterior con las ecuaciones mostradas se realizó el cálculo del comportamiento hidráulico de la sección proponiendo tirantes hasta encontrar el correcto; en este caso se utilizarón las tablas de elementos geométricos de secciones herradura del libro de Hidráulica II del Ing. Gilberto Sotelo Avila.

DATOS :

$Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}.$

$n = 0.015$

De las tablas de elementos

$S = 0.00127$

=> geométricos se tiene :

$D = ?$

$y/D = 0.9$, $A/D^2 = 0.7884$, $Rh/D = 0.3005$

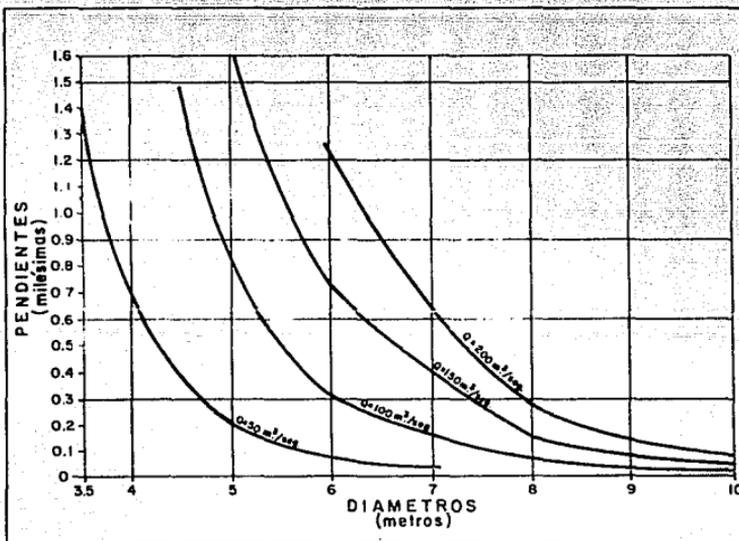
$A = 0.7884 (6)^2 = 28.382 \text{ m}^2$.

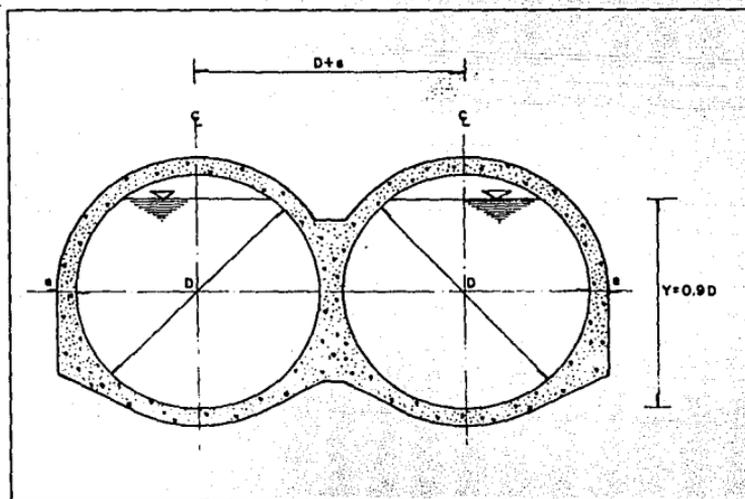
$Rh^{2/3} = (0.3005 \cdot 6)^{2/3} = 1.481 \text{ m}^{2/3}$

Sustituyendo en la ecuación 4 se obtiene que el diametro es:

$D = 6 \text{ m}$.

En la siguiente gráfica se muestran los resultados:



-SECCION CIRCULAR DOBLE-

El cálculo hidráulico se realizó como en los casos anteriores con ayuda de la ecuación 4 :

NOTA: Como en el caso anterior se hizo uso de las tablas de características geométricas de el libro de Hidráulica II, del Ing. Gilberto Sotelo Avila.

DATOS:

$$Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$y/D = 0.9, A/D^2 = 0.7445, R_h/D = 0.2980$$

$$n = 0.015$$

$$\Rightarrow A = 0.7445 (7)^2 = 36.48 \text{ m}^2.$$

$$S = 0.00036$$

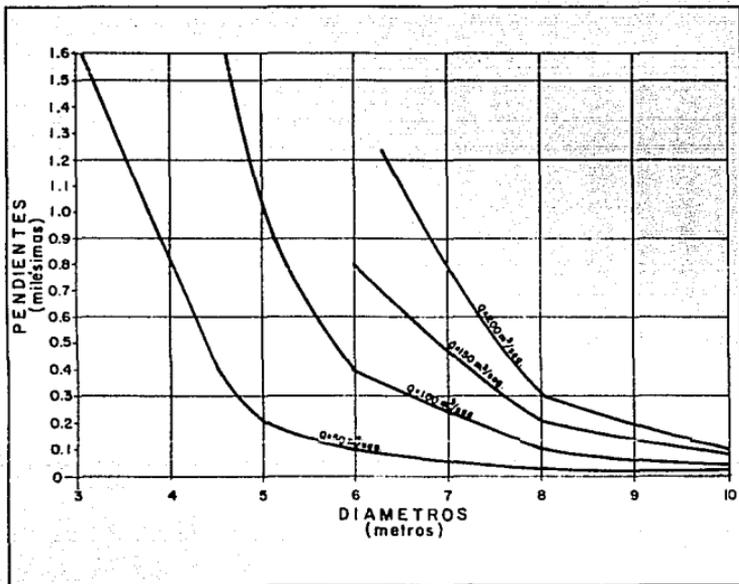
$$Rh^{2/3} = (0.2980 * 7)^{2/3} = 1.632 \text{ m}^{2/3}$$

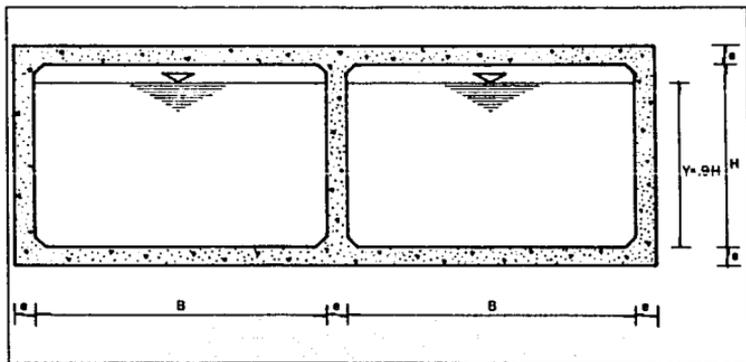
D = ?

Sustituyendo en la ecuación 4 se obtiene que el diámetro es:

$$D = 7 \text{ m.}$$

En la siguiente gráfica se muestran los resultados obtenidos:



-SECCION RECTANGULAR DOBLE-

A continuación se da un ejemplo del cálculo hidráulico de la sección:

DATOS:

$$Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$n = 0.015$$

$$B = 6 \text{ m}.$$

$$A = 6 * 3.6 = 21.6 \text{ m}^2.$$

$$S = 0.00062$$

$$\Rightarrow Rh^{2/3} = (21.6/13.2)^{2/3} = 1.389 \text{ m}^{2/3}.$$

$$H = ?$$

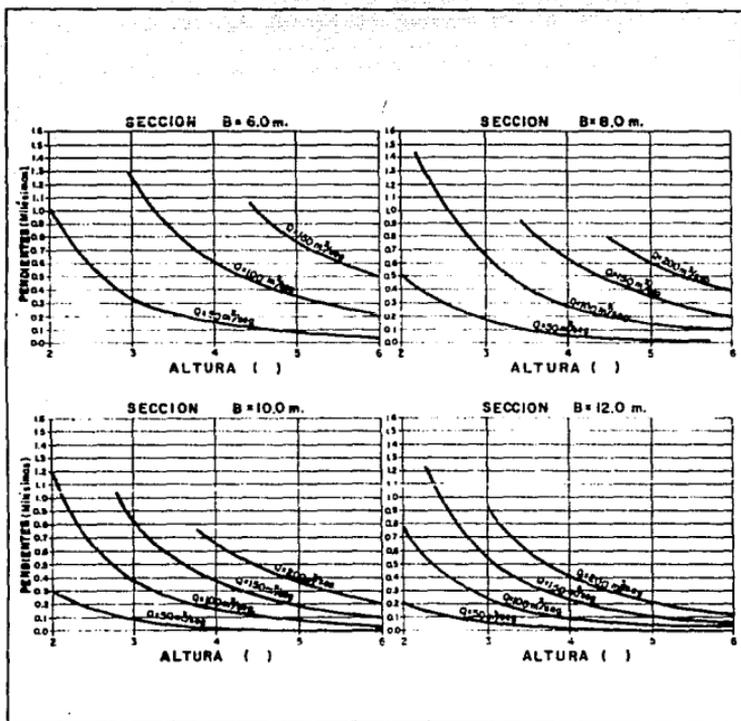
Sustituyendo en la ecuación 5 con el procedimiento antes descrito, se obtienen los siguientes resultados:

$$V = 2.314 \text{ m/s}.$$

Por lo tanto las dimensiones de la sección serán:

$B = 6 \text{ m. y } H = 4 \text{ m.}$

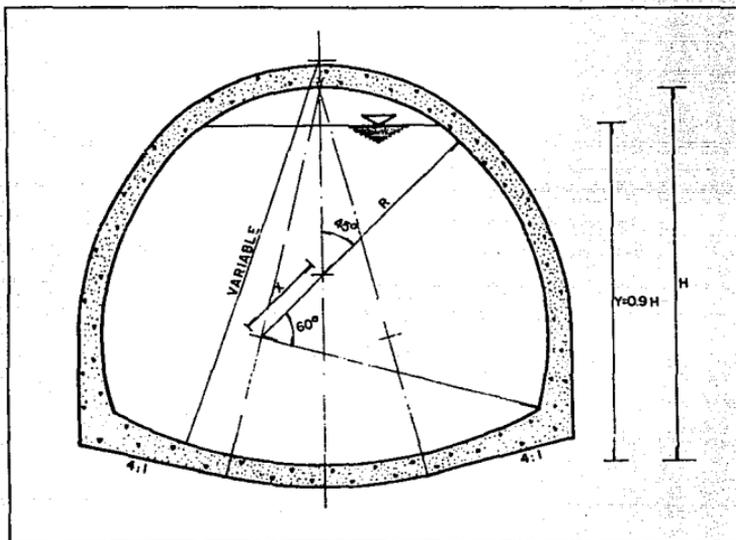
En las gráficas siguientes se muestran los resultados que se obtuvieron:



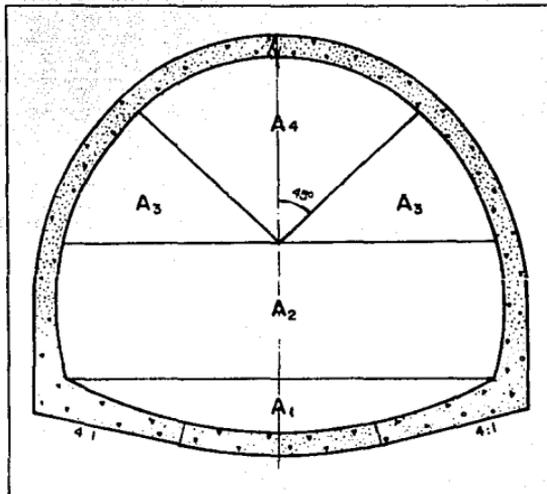
En este caso en especial se prefirió fijar el ancho B, y hacer

variar la altura H y la pendiente.

-SECCION TIPO ACUEDUCTO RIO COLORADO-



NOTA: Para esta sección se tuvo que obtener el área de ésta por partes; para este ejemplo en especial se fijaron cuatro áreas que se muestran en la siguiente figura:



DATOS:

$$Q = 100 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$n = 0.015$$

$$S = 0.0005$$

H = ?

Para el área 1 se tiene que es un segmento

=> circular y la formula para obtener su área es:

$$A = \frac{\pi r^2 m}{360} - \frac{c(r-h)}{2}$$

Donde r = radio (m)

m = Angulo ($^\circ$)

c = longitud de la cuerda (m)

h = altura de el arco (m)

Sustituyendo en la ecuación se obtiene:

$$A_1 = 2.094 \text{ m}^2.$$

El área 2 por facilidad se obtiene directamente como un rectángulo:

$$A_2 = 21.771 \text{ m}^2.$$

A continuación la área 3 se obtiene como un triángulo, este resultado se multiplicará por 2 ya que son 2 áreas iguales:

$$2A_3 = 8.783 \text{ m}^2.$$

y por último el área 4 es la cuarta parte de un círculo así que solamente se dividirá el área del círculo entre 4 y se le restará a este el 10 % del área total:

$$A_4 = 7.62 \text{ m}^2.$$

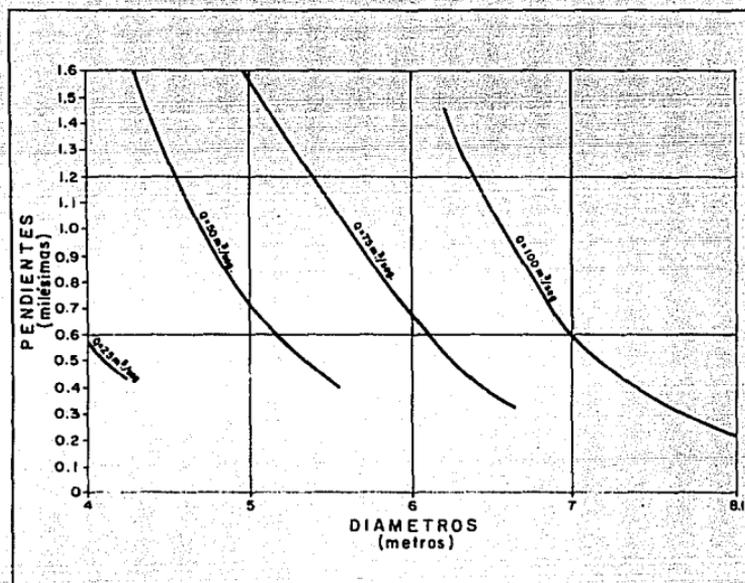
En el cálculo del radio hidráulico se procedió de manera semejante, ya que se fue sacando el perímetro mojado por partes y se obtuvo:

$$Rh^{2/3} = (40.268/18.78)^{2/3} = 1.663 \text{ m}^{2/3}.$$

Sustituyendo en la ecuación 4 se obtiene que la altura es:

$$H = 7 \text{ m}.$$

Los resultados se muestran en la siguiente gráfica:



A partir de los cálculos anteriores, se puede apreciar que la sección que mejor se comporta es la de doble herradura; esta sección tiene gran capacidad hidráulica sin tener que aumentar demasiado la pendiente, sin embargo la D.G.C.O.H. optó por la sección doble rectangular; esta decisión se basa principalmente en las siguientes razones:

- 1.- Facilidad de construcción.

2.- En el método constructivo se planean utilizar elementos precolados.

3.- Las dos razones anteriores representan gran economía para la obra.

4.2. Anteproyecto del cajón.

El siguiente paso después del análisis hidráulico, es el anteproyecto del entubamiento; como ya se mencionó, la sección elegida a pesar de no ser la que se comporta mejor hidráulicamente fue la rectangular doble; esta elección fue hecha debido principalmente a que en el método constructivo se tiene planeado utilizar elementos precolados, y esto representa gran facilidad de construcción.

A continuación se presentará el anteproyecto del entubamiento.

4.2.1. Trazo y perfil del entubamiento.

El anteproyecto total del entubamiento consta de 15.607 Km.; el conducto comienza prácticamente en la salida del Vaso del Cristo con la sección rectangular doble con dimensiones de 6 * 3.5 m.; éstas fueron obtenidas para un gasto de diseño de 100 m³/s.; en este primer tramo que corre del cadenamiento 0+000 hasta el 4+118 mantiene una pendiente de 0.001; estas características iniciales cambian por la razón de que no se afectarán los puentes del campo de maniobras de ferrocarriles que se encuentran casi en las afueras de lo que se conoce como la Exhacienda de Enmedio en el municipio de Tlalnepantla Edo. de México; las dimensiones que se proyectaron para esta situación son de 6 * 3 m. con un gasto de diseño de 100 m³/s. y una pendiente de 0.001, estas características se conservan hasta el cadenamiento 4+250, a partir de donde regresa a las dimensiones iniciales de 6 * 3.5 m;

este tramo termina en el cadenamamiento 5+080, en donde la sección cambia sus dimensiones a $8 * 4$ m. para un gasto de diseño de $100 \text{ m}^3/\text{s}$. y una pendiente de 0.0003; este tramo comienza en las cercanías al Vaso regulador Carretas y termina al llegar casi a la Calzada Vallejo en el cadenamamiento 6+110, en donde con el mismo criterio de no afectar el puente de dicha calzada se disminuye la sección nuevamente a las dimensiones de $6 * 3.5$ m.; para estas dimensiones se hace variar también la pendiente, aumentándola a 0.001; estas características se mantienen hasta el cadenamamiento 6+280, en donde el cajón regresa a las condiciones anteriores al último tramo; éstas se mantienen hasta llegar al siguiente puente que es el del Eje Central que se ubica en el cadenamamiento 6+809; el conducto nuevamente se reduce para evitar la afectación del puente a dimensiones de $8 * 2.5$ m.; en este tramo se proyectó una pendiente de 0.00107, hasta el cadenamamiento 6+906; el siguiente tramo retoma las dimensiones de $8 * 4$ m. pero ahora con una pendiente de 0.003; el conducto se mantiene así hasta el cadenamamiento 8+130 que es donde el Río de los Remedios recibe los escurrimientos del Río Tlalnepantla, razón por la cual en el tramo comprendido entre los cadenamamientos 8+150 al 8+200 se reduce el cajón a $8 * 3$ m., con una pendiente de 0.0007; estas características se proyectaron por la estructura especial que se tiene prevista para la descarga del Río Tlalnepantla; al terminar este tramo el conducto retoma las dimensiones de $8 * 4$ m. y la

pendiente de 0.003 hasta llegar al cadenamiento 8+980, en donde esta situado el puente de Avenida Ticomán, por el cual se proyectó otra reducción de 6×3.5 m. con una pendiente de 0.001; este tramo tiene su fin en el cadenamiento 9+131; el tramo siguiente retoma las condiciones del tramo anterior al último hasta el cadenamiento 9+660, que es en donde se ubica el puente de la Avenida I.P.N.; el conducto nuevamente es reducido a 8×3 m. con una pendiente de 0.00365; estas condiciones se mantienen hasta el fin del tramo que es en el cadenamiento 9+707, a partir de donde el cajón vuelve a tomar las condiciones anteriores a las del último tramo; este tramo corre hasta el cadenamiento 10+000, que es en donde empieza el tajo de San Juan Ixhuatepec; por las restricciones topográficas que se presentan se ve la necesidad de cambiar la sección de doble rectangular a una de sección rectangular simple, la cual tendrá a lo largo del tajo dimensiones de 6×6 m. con un gasto de diseño de $100 \text{ m}^3/\text{s}$. y una pendiente de 0.0009; el tajo tiene su fin en el cadenamiento 12+730; al atravesar el tajo se vuelven a tener las condiciones anteriores al último tramo por lo que se regresa a la sección rectangular doble, ahora con dimensiones de 6×3.5 m.; este tramo termina en el cadenamiento 14+030, en donde está ubicado el puente de la antigua carretera a Pachuca y en que el conducto se reduce a 6×2.5 m. y toma una pendiente de 0.001 hasta el cadenamiento 14+120, a partir del cual toma las dimensiones que

conservará hasta el final del entubamiento, que son de $6 * 3.5$ m. con la misma pendiente de 0.001; el proyecto termina en el cadenamiento 15+607 que es donde descarga actualmente el Río de los Remedios al Gran Canal del Desagüe.

Los datos hidráulicos se resumen en el cuadro 4.2.1.1.

En el anteproyecto se tienen previstas varias estructuras especiales a lo largo del conducto; éstas dan como consecuencia obras disipadoras de energía, caídas, etc. dentro del mismo cajón, la primera de estas es el tanque disipador de energía que está proyectado en el cadenamiento 2+440, en las compuertas reguladoras del Vaso Fresnos; este tanque fue proyectado con una altura de 3 m.; la caída mas importante que se tiene en el anteproyecto es en el cadenamiento 12+150; ésta tiene una altura proyectada de 1.165 m., está caída fue proyectada para evitar la afectación del puente de Insurgentes.

La descripción del anteproyecto sirve para dar una idea del trazo y las posibles restricciones que se pudieran tener, y así poder revisar nuevamente el funcionamiento del cajón con las reducciones, caídas, pendientes, etc.; a partir de este nuevo análisis se establecerá el Proyecto Geométrico Definitivo del Entubamiento del Río de los Remedios.

En los anexos 4.2.1.1. y 4.2.1.2. se muestran los planos de planta, perfil y secciones del anteproyecto.

ENTUBAMIENTO DEL RIO DE LOS REMEDIOS - DATOS HIDRAULICOS.-

TRAMO	SECCION	Q (m ³ /seg)	A (m ²)	V (m/seg)	d (m)	r	s	n
0+000 A 0+000	2(6 x 3.5)	106	37.8	2.8	3.15	1.54	0.001	0.015
4+118 A 4+138	TRANSICION						0.001	0.015
4+138 A 4+250	2(6 x 3)	98	32.4	3.0	2.70	1.42	0.0013	0.015
4+250 A 4+270	TRANSICION						0.001	0.015
4+270 A 5+080	2(6 x 3.5)	106	37.8	2.8	3.15	1.54	0.001	0.015
5+080 A 5+100	TRANSICION						0.001	0.015
5+100 A 6+110	2(8 x 4)	102	57.6	1.8	3.60	1.89	0.0003	0.015
6+110 A 6+130	TRANSICION						0.003	0.015
6+130 A 6+280	2(6 x 3.5)	106	37.8	2.8	3.15	1.54	0.001	0.015
6+280 A 6+300	TRANSICION						0.003	0.015
6+300 A 6+809	2(8 x 4)	102	57.6	1.8	3.60	1.89	0.0003	0.015
6+809 A 6+829	TRANSICION						0.003	0.015
6+829 A 6+906	2(8 x 2.5)	100	36.0	2.8	2.25	1.44	0.00107	0.015
6+906 A 6+926	TRANSICION						0.0017	0.015
6+926 A 8+130	2(8 x 4)	102	57.6	1.8	3.60	1.89	0.003	0.015
8+130 A 8+150	TRANSICION						0.003	0.015
8+150 A 8+200	2(8 x 3)	105	43.2	2.4	2.70	1.61	0.0007	0.015
8+200 A 8+220	TRANSICION						0.007	0.015
8+220 A 8+980	2(8 x 4)	102	57.6	1.8	3.60	1.89	0.003	0.015
8+980 A 9+000	TRANSICION						0.003	0.015
9+000 A 9+131	2(6 x 3.5)	106	37.8	2.8	3.15	1.54	0.001	0.015
9+131 A 9+151	TRANSICION						0.001	0.015
9+151 A 9+660	2(8 x 4)	102	57.6	1.8	3.60	1.89	0.003	0.015
9+660 A 9+680	TRANSICION						0.003	0.015
9+680 A 9+707	2(8 x 3)	101	43.2	2.3	2.70	1.61	0.00065	0.015
9+707 A 9+727	TRANSICION						0.00065	0.015
9+727 A 9+980	2(8 x 4)	102	57.6	1.8	3.60	1.89	0.003	0.015
9+980 A 10+000	TRANSICION						0.003	0.015
10+000 A 12+730	6 x 6	100	32.4	3.0	5.40	1.93	0.0009	0.015
12+730 A 12+750	TRANSICION						0.0009	0.015
12+750 A 12+850	2(6 x 3.5)	101	37.8	2.6	3.15	1.54	0.0009	0.015
12+850 A 12+870	TRANSICION						0.0009	0.015
12+870 A 14+010	2(6 x 3.5)	101	37.8	2.6	3.15	1.54	0.0009	0.015
14+010 A 14+030	TRANSICION						0.0009	0.015
14+030 A 14+120	3(6 x 2.5)	101	40.5	2.5	2.25	1.29	0.0010	0.015
14+120 A 14+140	TRANSICION						0.0009	0.015
14+140 A 15+607	2(6 x 3.5)	101	37.8	2.6	3.15	1.54	0.0009	0.015

CUADRO 4.2.1.1.

4.3. Condicionantes de proyecto.

Los elementos implícitos en el entubamiento que imperan en éste, son de varios tipos, como:

- Topográficos.
- Funcionamiento hidráulico.
- La menor afectación de obras existentes.

Estas condicionantes son las que imperaron en el anteproyecto e imperarán en el proyecto definitivo.

A continuación se presentan los puntos que se analizaron primeramente en el anteproyecto, y se volverán a tomar en cuenta para el proyecto definitivo de entubamiento:

- 1.- La menor afectación posible de los puentes existentes; este criterio es para no encarecer aún más la obra.
- 2.- Capacidad hidráulica suficiente; esto para un funcionamiento hidráulico óptimo, y evitar problemas en el manejo de los gastos a lo largo del entubamiento.
- 3.- Ocupar la zona federal actual, para así evitar afectaciones de construcciones existentes en los linderos a lo largo del río.
- 4.- Prever que el perfil de la rasante hidráulica del entubamiento permita descargar a los vasos reguladores Fresnos y Carretas por gravedad, y que estos también puedan descargar al cajón en las mismas condiciones. Cabe mencionar que si los vasos reguladores Fresnos y Carretas no tienen funcionamiento en la actualidad, es por que el Río de los Remedios quedó arriba de

éstos por la consolidación del suelo en las zonas donde se ubican los vasos.

4.- No afectar las instalaciones de PEMEX ubicadas longitudinalmente; esto es con el mismo criterio de no encarecer más la obra.

5.- Prever la descarga al Gran Canal del Desagüe en condiciones no ahogadas, para evitar problemas de remansos.

6.- Evitar la ampliación en demasía del cauce en la zona del Tajo de San Juan Ixhuatepec; esto representaría costos altísimos por los grandes volúmenes a excavar.

7.- Permitir las descargas de los ríos Tlalnepantla y San Javier en condiciones no ahogadas para evitar problemas de remansos.

Como se ha expuesto , el estudio de cada una de las condicionantes trae consigo alguna opción de solución, ya sea para no encarecer la obra o, para evitar el mal funcionamiento hidráulico del entubamiento.

4.4. Proyecto ejecutivo del entubamiento.

A partir del análisis hidráulico del anteproyecto de entubamiento se obtendrá el proyecto definitivo; este análisis se realizará con ayuda del modelo de simulación TUAVE de la D.G.C.O.H.. El TUAVE simula el tránsito de avenidas por un sistema de colectores, a partir de un planteamiento implícito de las ecuaciones de continuidad y dinámica; la solución del sistema de ecuaciones que se forma es por medio de métodos numéricos adecuados.

Para la aplicación del modelo será necesario discretizar el sistema real, en celdas; éstas están en función de los distintos cambios de secciones y pendientes a lo largo del entubamiento, tomando en cuenta las distintas especificaciones del modelo, como longitudes de celdas, dimensiones, conexiones, etc... En el anteproyecto del entubamiento como se ha podido apreciar, se tienen varios cambios de dimensiones en la sección, estos cambios son obligados por las distintas obras existentes a lo largo del cauce y especialmente en la zona del Tajo de San Juan Ixhuatepec; para fines de concordancia y simplificación del sistema, los cambios de sección, se considerarán como estrechamientos o ampliaciones locales en una sola celda, que abarca tanto la transición de entrada como la de salida; y las longitudes de las celdas serán lo mas grande posible.

Al aplicar la discretización del sistema se llegó a un total de

32 celdas. En la figura 4.4.A. se muestra el modelo resultante; en este modelo la celda 32 es una celda virtual.

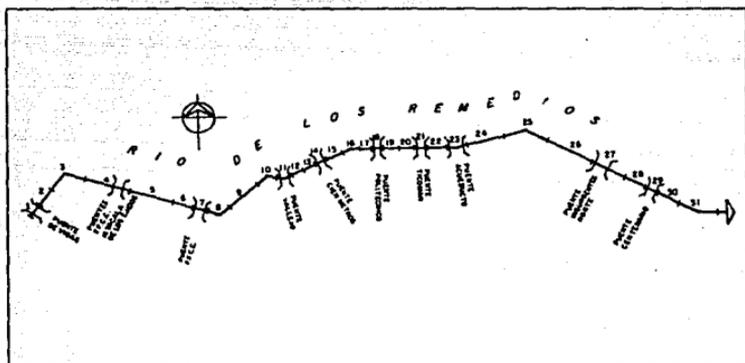


FIG. 4.4.A

Como ya se menciona el modelo TUAVE simula tránsitos de avenidas en sistemas de colectores; uno de los datos a proporcionar es el diámetro de las celdas que constituyen el sistema, por lo que se tendrá que transformar los cajones del entubamiento en tubos; esto se llevara a cabo obteniendo el diámetro del tubo que permita conducir el mismo gasto del cajón en condiciones a tubo lleno; las otras características del cajón, como pendiente, coeficiente de rugosidad, se conservan.

En la tabla 4.4.1. se resumen los datos de cada celda.

Ce	DIAM.	PEND.	LONG.	Ce	DIAM.	PEND.	LONG.
Nº	(m)	decimal	(m)	Nº	(m)	decimal	(m)
1	6.73	0.001	250	17	9.65	0.0003	250
2	6.73	0.001	470	18	7.16	0.0015	250
3	6.73	0.001	930	19	9.65	0.0003	315
4	6.73	0.001	970	20	9.65	0.0003	315
5	6.73	0.001	930	21	8.01	0.0008	250
6	6.73	0.001	470	22	8.45	0.0006	380
7	6.22	0.0013	250	23	8.45	0.0006	380
8	8.31	0.0003	490	24	7.21	0.0014	750
9	8.31	0.0003	780	25	7.21	0.0014	1000
10	8.31	0.0003	490	26	7.21	0.0014	1000
11	6.73	0.001	250	27	7.31	0.0013	790
12	8.31	0.0003	265	28	7.31	0.0013	470
13	8.31	0.0003	265	29	7.25	0.0014	250
14	6.5	0.00107	250	30	7.31	0.0013	470
15	8.31	0.0003	410	31	7.31	0.0013	857
16	8.31	0.0003	410	32	7.31	0.0073	500

TABLA 4.4.1.

Como se puede observar en la figura 4.4.A., el modelo del entubamiento no contempla una descarga hacia el Interceptor Central, como ocurre en la actualidad, ya que, por instrucciones de la Dirección Técnica de la D.G.C.O.H. el entubamiento deberá tener la suficiente capacidad para conducir los gastos propios de éste, sin requerir del alivio hacia el Interceptor Central.

En el capítulo anterior se describieron los estudios hidrológicos de las cuencas aportadoras al Río de los Remedios; de estos se obtuvieron los hidrogramas asociados a un período de retorno de 50 años de los ríos tributarios en las zonas de interés, así como el propio Río de los Remedios en sus dos tramos.

Para la aplicación del modelo se tuvieron en cuenta los siguientes puntos:

- 1.- El hidrograma de punta de la celda N° 1 corresponde al hidrograma de salidas del Vaso del Cristo hacia el Río de los Remedios; éste fue resultado del tránsito de avenidas de los Ríos Hondo y Chico de los Remedios por el Vaso del Cristo.
- 2.- El hidrograma lateral de la celda N° 2 corresponde al Arroyo Santa Cruz, el cual descarga directamente al Río de los Remedios.
- 3.- Los hidrogramas laterales de las celdas 3 a 16, correspondientes al primer tramo del Río de los Remedios, se obtuvieron a partir del hidrograma de ese tramo; esto se hizo dividiendo el volumen total entre las celdas en proporción directa a su longitud, con lo que se obtuvo como resultado el

volúmen de escurrimiento por celda; los tiempos base y pico de cada hidrograma se obtuvieron en funcion del tiempo de concentración de cada celda y, finalmente, los gastos pico se obtuvieron de hidrogramas triangulares, con los volúmenes de escurrimiento y tiempos base. En la tabla 4.4.2. se resumen los hidrogramas obtenidos para el primer tramo del Río de los Remedios.

4.- El hidrograma lateral de la celda N° 17 es el hidrograma suma de los hidrogramas de las cuencas de los Ríos Tlalnepantla y San Javier. El hidrograma del Río Tlalnepantla está constituido por el hidrograma de salidas de la Presa Madín más el correspondiente a la cuenca del río aguas abajo de la presa.

5.- Los hidrogramas laterales de las celdas N°^{OB} 18 a 31 se obtuvieron del hidrograma correspondiente al segundo tramo del Río de los Remedios, con un procedimiento similar al del primer tramo. En la tabla 4.4.3. se resumen los valores de tiempos base y pico, y gastos de pico determinados.

Ce Nº	LONG. (m)	Tc (min)	Vol. Esc. (m ³)	Tp (min)	Tb (min)	Q _{pico} (m ³ /s)
3	930	86.111	139667.0	94.722	229.92	20.2489
4	970	66.667	145674.0	73.333	178.00	27.2798
5	930	77.778	139667.0	85.556	207.67	22.4184
6	470	63.889	70584.3	70.278	170.58	13.7927
7	250	51.389	37544.8	56.528	137.21	9.1211
8	490	66.667	73587.9	73.333	178.00	13.7805
9	780	80.556	117140.0	88.611	215.08	18.1542
10	490	50.556	73587.9	61.111	148.33	16.5366
11	250	25.000	37544.8	27.500	66.75	18.7490
12	265	26.389	39797.5	29.028	70.46	18.8279
13	265	33.333	39797.5	36.667	89.00	14.9054
14	250	43.056	37544.8	47.361	114.96	10.8865
15	410	33.333	61573.5	36.667	89.00	23.0612
16	410	25.000	61573.5	27.500	66.75	30.7483

TABLA 4.4.2.

Ce Nº	LONG. (m)	Tc (min)	Vol. Esc. (m ³)	Tp (min)	Tb (min)	Q _{pico} (m ³ /s)
18	250	8.333	29751.6	9.167	22.25	44.572
19	315	13.889	37487.1	15.278	37.08	33.696
20	315	19.444	37487.1	21.389	51.91	24.069
21	250	20.556	29751.6	22.611	54.88	24.070
22	380	29.167	45222.5	32.083	77.87	19.357
23	380	52.778	45222.5	58.056	140.9	10.697
24	750	80.556	89254.9	88.611	215.1	13.833
25	1000	95.833	119007.0	105.42	255.9	15.503
26	1000	86.111	119007.0	94.722	229.9	17.254
27	790	52.778	94015.2	58.056	140.9	22.239
28	470	33.333	55933.1	36.667	89.00	20.949
29	250	20.833	29751.6	22.917	55.62	17.829
30	470	19.444	55933.1	21.389	51.92	35.912
31	857	31.944	101989.0	35.139	85.29	39.859

TABLA 4.4.3.

De acuerdo a los usos del suelo y densidades de población se determinaron en las cuencas tributarias los gastos correspondientes a las descargas sanitarias. En general se consideró un gasto base de $0.01 \text{ m}^3/\text{s}$ por cada 100 m. de conducción; con respecto a las corrientes aportadoras al sistema se tomaron los gastos base siguientes:

- Ríos Hondo y Chico de los Remedios (celda N° 1) = $1.1 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Arroyo Santa Cruz (celda N° 2) = $0.15 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Ríos Tlalnepantla y San Javier (celda N° 17) = $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

En la Tabla 4.4.4. se integran los gastos base por celda y acumulado que sirven para establecer la condición del flujo en la conducción que es necesaria para posteriormente, transitar los hidrogramas de las avenidas pluviales por el modelo de simulación. En la misma tabla también se muestran los resultados del cálculo de la capacidad de regulación del sistema secundario (PORC), el cual es función directa del área tributaria de cada celda (Área asociada), e inversa de la longitud y el diámetro de la celda.

Para definir el área de inundación se consideró, que las cotas de terreno se encuentran para cada celda, a la elevación que resulta de sumar la cota de plantilla mas, el diámetro de la celda mas, 0.5 m., ésto para fines de las simulaciones.

Como frontera del sistema en el extremo aguas abajo, se tomó un tirante constante, ya que el Río de los Remedios descarga a otro

cuerpo de agua, que es el Gran Canal del Desagüe.

C N°	LON. m	Ar-Aa Km²	PORC	Q _{max} m³/s	Q _{av} m³/s	C	LON. m	Ar-Aa Km²	PORC	Q _{max} m³/s	Q _{av} m³/s
1	250	0,508	0,542	1,125	1,125	17	250	0,550	0,360	2,225	4,261
2	470	0,954	0,542	0,197	1,322	18	250	0,550	0,528	0,025	4,280
3	930	1,888	0,542	0,093	1,415	19	315	0,693	0,380	0,0315	4,3155
4	970	1,969	0,542	0,097	1,512	20	315	0,693	0,380	0,0315	4,351
5	970	1,888	0,542	0,093	1,605	21	250	0,550	0,462	0,025	4,376
6	470	0,954	0,542	0,047	1,652	22	360	0,836	0,435	0,036	4,414
7	250	0,508	0,601	0,025	1,677	23	360	0,836	0,435	0,036	4,442
8	490	0,965	0,475	0,049	0	24	70	1,650	0,421	0,075	4,477
9	760	1,584	0,425	0,076	1,662	25	070	1,650	0,421	0,075	4,497
10	49	0,965	0,4	0,040	1,653	26	070	1,650	0,421	0,075	4,527
11	250	0,508	0,4	0,025	1,678	27	700	1,738	0,514	0,079	4,566
12	220	0,498	0,435	0,0265	1,904	28	470	1,034	0,514	0,047	4,653
13	255	0,579	0,425	0,0265	1,931	29	250	0,550	0,520	0,025	4,678
14	250	0,508	0,507	0,025	1,956	30	470	1,034	0,514	0,047	4,925
15	410	0,812	0,425	0,041	1,997	31	957	1,985	0,514	0,0457	5,0107
16	410	0,812	0,425	0,041	2,036						

TABLA 4.4.4.

Para hacer uso del modelo , este se tiene que calibrar de modo que se encuentre el tiempo de calentamiento; este es el tiempo necesario para que se establezca el flujo normal en la conducción, con el gasto base; este tiempo se determinó en 240 minutos.

Las siguientes simulaciones se encaminaron para que se pudieran representar en el modelo las condiciones de posible regulación: La existencia de dos Vasos reguladores, Fresnos, de 700, 000 m³ de capacidad y Carretas, de 900, 000 m³. Para que se representara esto en el modelo se hizo que el sistema derramara los volúmenes mencionados en las celdas 4 y 10, que es en donde realmente se ubican los vasos. Las celdas donde se ubican los puentes vehiculares que atraviesan sobre el Río de los Remedios, se impidió que derramaran ya que en estas no habrá estructuras de ventilación en el entubamiento y por lo tanto estarán impedidos dichos derrames.

En los primeros esquemas de simulación se consideró para la celda N° 17 que es donde se ubica la captación de los Ríos Tlalnepantla y San Javier, un hidrograma lateral que tiene un gasto pico de 200.52 m³/s, que resulta de la suma de los hidrogramas de dichos ríos; con este planteamiento el sistema se satura completamente, trabajan a presión 14 celdas, y se presenta un derrame de 1'759,322 m³, de los cuales, 1'586,538 m³ se reciben en los vasos de regulación y 172,784 m³ se derraman por las celdas 15, 16, 24,

25 y 26, siendo por la celda N° 24 por la que se presenta el 90% del derrame neto.

A partir de esto se hizo una revisión de las condiciones físicas de los cauces de los Ríos Tlalnepantla y San Javier, así como de las dificultades reales de conducir en ellos gastos considerables en forma eficiente; de esto se estimó que en conjunto los ríos podrían aportar un gasto máximo de $100 \text{ m}^3/\text{s}$; también se revisaron estudios previos de otras compañías encaminados para el proyecto de entubamiento, y se encontró que determinaron un gasto máximo de aportación de $70 \text{ m}^3/\text{s}$ en conjunto de los Ríos Tlalnepantla y San Javier, por lo que la estimación de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ubica los análisis del lado de la seguridad, así que por lo tanto se modifica el gasto pico en las simulaciones; de 200.52 a $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

A partir del anteproyecto se plantearon dos alternativas factibles:

1ª.- El sistema funciona con el Interceptor del Poniente descargando al Río Hondo tal como trabaja actualmente.

2ª.- El Interceptor del Poniente descarga al sistema directamente al Río de los Remedios, aguas abajo del Vaso del Cristo.

Esta segunda alternativa fue propuesta por la Dirección Técnica de la D.G.C.O.H.; ésta representa la rectificación del curso del Interceptor del Poniente, esto es a raíz de que el tramo final del Interceptor del Poniente trabaja en condiciones hidráulicas

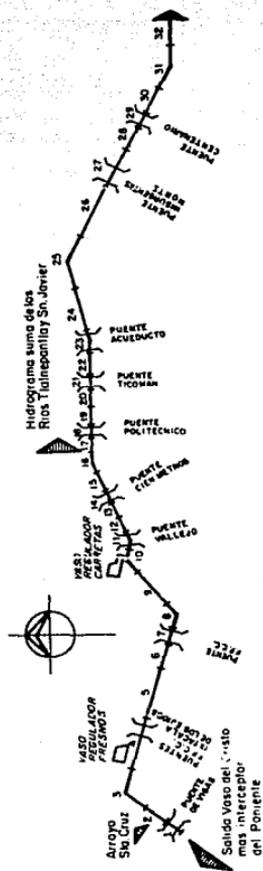
desfavorables y también por la reducida capacidad del Vaso del Cristo.

El esquema 1.A. es la representación del sistema tal como trabajará en un principio; con los escurrimientos del Interceptor del Poniente regulados por el Vaso del Cristo, y los Vasos reguladores Fresnos y Carretas en operación.

El esquema 2.A. representa la operación del sistema a futuro, con el Interceptor del Poniente descargando al Río de los Remedios, aguas abajo del Vaso del Cristo, y los Vasos Reguladores Fresnos y Carretas en servicio.

Estas dos alternativas son las de interés en el análisis hidráulico; los resultados de las simulaciones se muestran en la tabla 4.4.5., en esta tabla también se muestran los resultados de otras opciones que se estudiaron para determinar la influencia de los Vasos Reguladores Fresnos y Carretas en el sistema, de manera que se estudiaron las opciones de dejar fuera del sistema ya sea el Vaso Fresnos y después el Vaso Carretas y como última opción dejar fuera ambos.

En los resultados del análisis se muestra el derrame total, el derrame a los vasos y el derrame neto que es la diferencia de los dos anteriores; este derrame representa el volumen total vertido en las áreas de inundación asociadas a las celdas que derramaron.

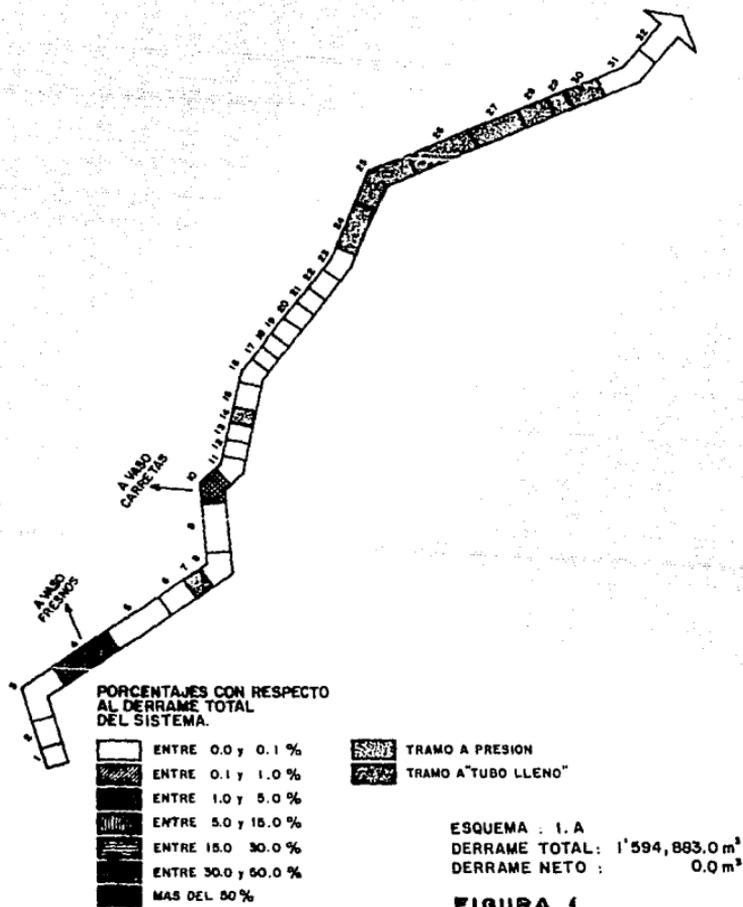


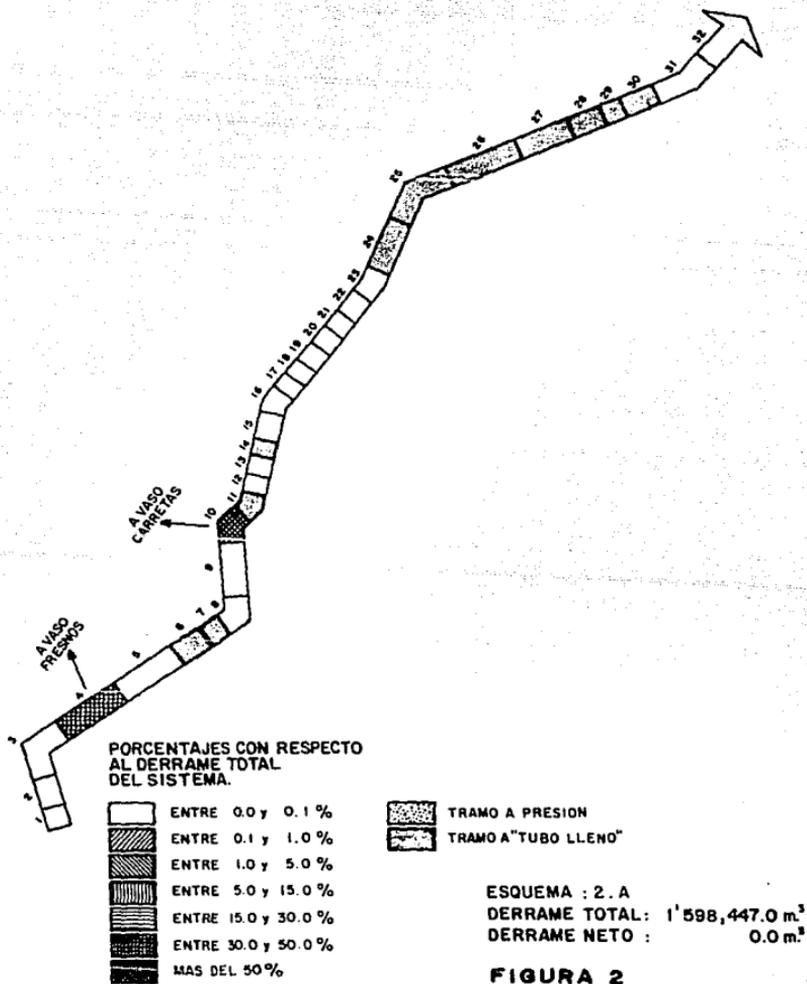
ESQUEMA 2.A

ESQUEMA	DERRAME TOTAL (m ³)	DERRAME A VAMOS (m ³)	DERRAME POCO (m ³)
I.A. Esquema Integral	1' 394, 833.0	1' 394, 833.0	0.0
I.H. Sin vasos de regulación	196, 958.1	0.0	196, 958.1
I.C. Sin Vaso Frenos	897, 121.3	897, 121.3	0.0
I.D. Sin Vaso Carretas	706, 818.4	485, 814.5	221, 003.9
I.A. Esquema Integral + Int. del Puente	1' 396, 447.0	1' 396, 447.0	0.0
I.H. Con Int. del Puente sin vasos	214, 197.7	0.0	214, 197.7
I.C. Con el Int. del Puente sin V. Frenos	905, 524.9	905, 524.9	0.0
I.D. Con el Int. del Puente sin V. Carretas	736, 363.9	496, 255.1	240, 108.8

TABLA 4.4.5.

En las figuras 1 y 2 se representan gráficamente el comportamiento hidráulico del sistema, mostrando el porcentaje de cada celda con respecto al derrame total para los esquemas 1.A. y 2.A.; asimismo se marcan los tramos que trabajan a presión y a tubo lleno.





Del análisis de las simulaciones de las alternativas planteadas, se puede concluir que las secciones propuestas son adecuadas para ambas alternativas; en la primera que es en la que el Interceptor del Poniente descarga al Río Hondo, como lo hace en la actualidad, el entubamiento trabaja en condiciones hidráulicas favorables, tal vez un poco holgadas; en la segunda alternativa que es en la que el Interceptor descarga directamente al Río de los Remedios, que se presentará en un futuro, cuando el cauce del Interceptor sea rectificado, el entubamiento trabajará casi a toda su capacidad.

En las opciones que se estudiaron dejando fuera del sistema alguno de los vasos reguladores alternativamente, y ambos a la vez, se puede concluir que no es conveniente dejar fuera ninguno de los vasos ya que el entubamiento trabajaría casi por completo a presión o a tubo lleno, y además habría derrames.

Como conclusión general se puede mencionar, que lo mas conveniente es evitar en la mayor proporción posible las reducciones de la sección, debidas principalmente a los puentes que cruzan el río y por el Tajo de San Juan Ixhuatepec, ya que como se puede apreciar en las figuras, en esas celdas es en donde el entubamiento trabaja a presión o tubo lleno.

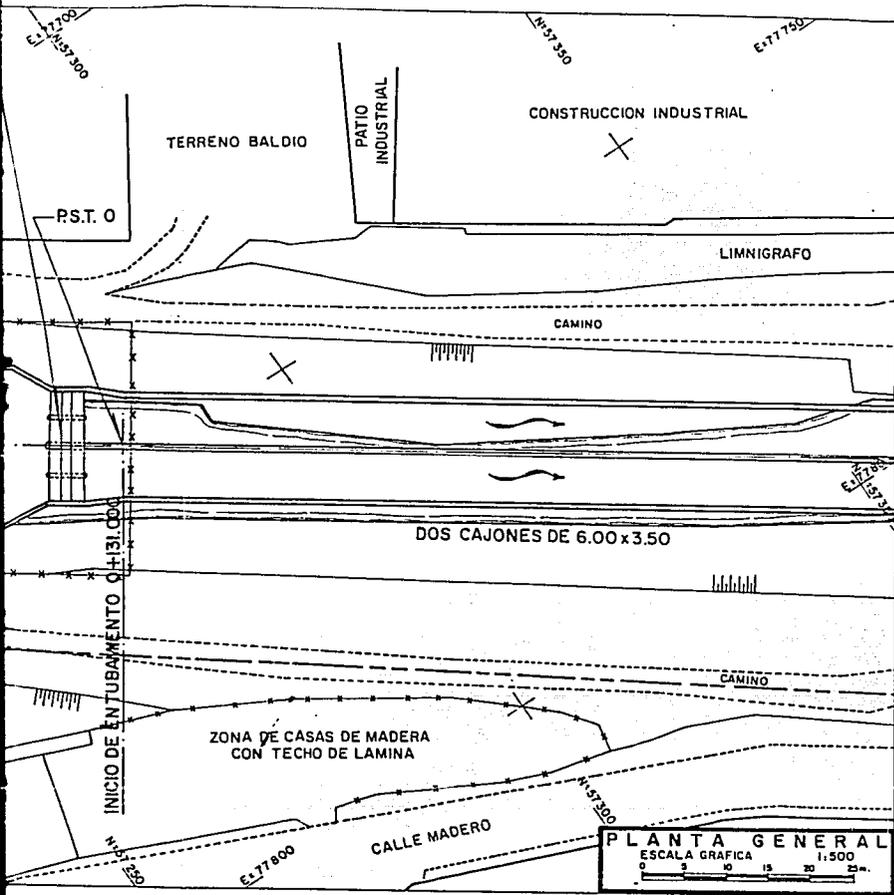
4.5.- Proyecto de estructuras especiales (Representativas).

Uno de los problemas serios en el Río de los Remedios y de las principales razones para la realización de este proyecto, es que el río es prácticamente un drenaje a cielo abierto, con una mala planeación de las descargas sanitarias a éste; esto para el proyecto del entubamiento representa la planeación y proyección de estructuras especiales para la captación de las descargas, tanto de colectores que descargan directamente al río, como también descargas de plantas de bombeo, y así como de fábricas que descargan a este también. Estas estructuras no son las únicas que se requieren para que el entubamiento funcione óptimamente; ya que en el proyecto se tienen planeadas estructuras disipadoras de energía, de desvío hacia los vasos reguladores, de ventilación; y por los puentes que atraviesan el río se tienen transiciones para pasar de una sección a otra, y como estructuras esenciales se tienen las estructuras de inicio y terminación del entubamiento.

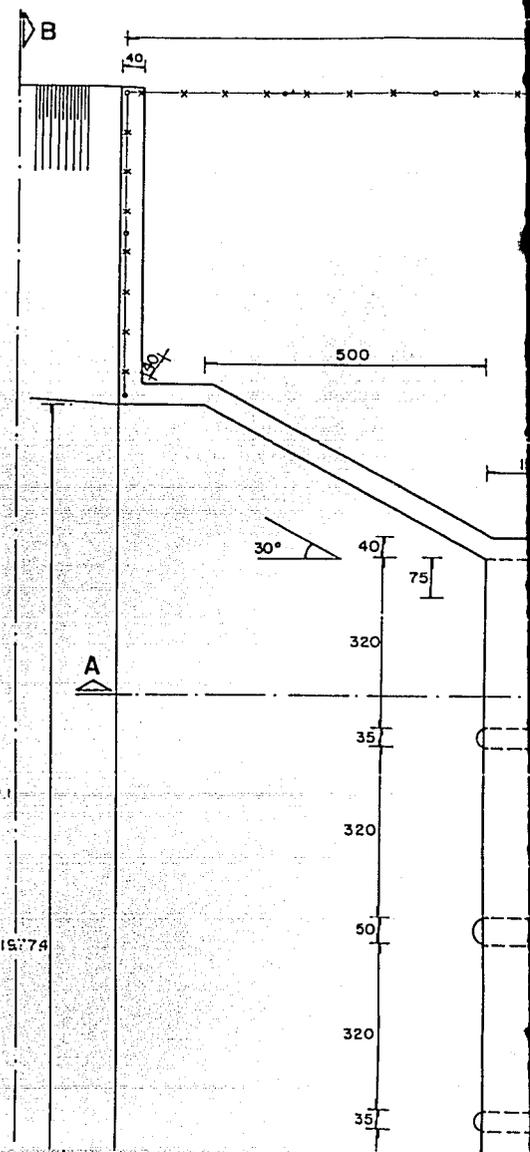
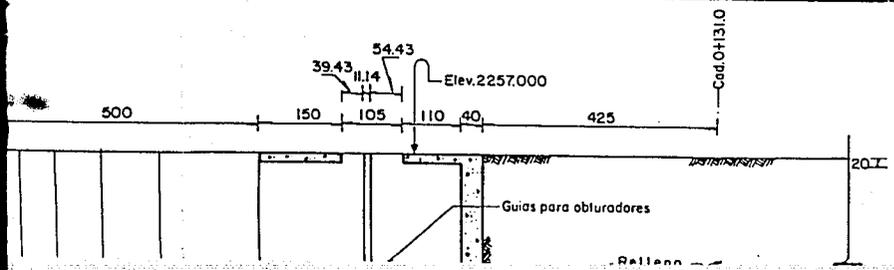
A continuación se muestra el proyecto de las estructuras especiales que se proyectaron para los objetivos mencionados, cabe aclarar que a partir de los estudios realizados con el programa TUAVE gran parte de las estructuras fueron diseñadas geoméricamente sobradas para que no se tenga ningún problema de tipo de insuficiencia hidráulica; las caídas y tanques amortiguadores se proyectaron para que funcionen óptimamente.

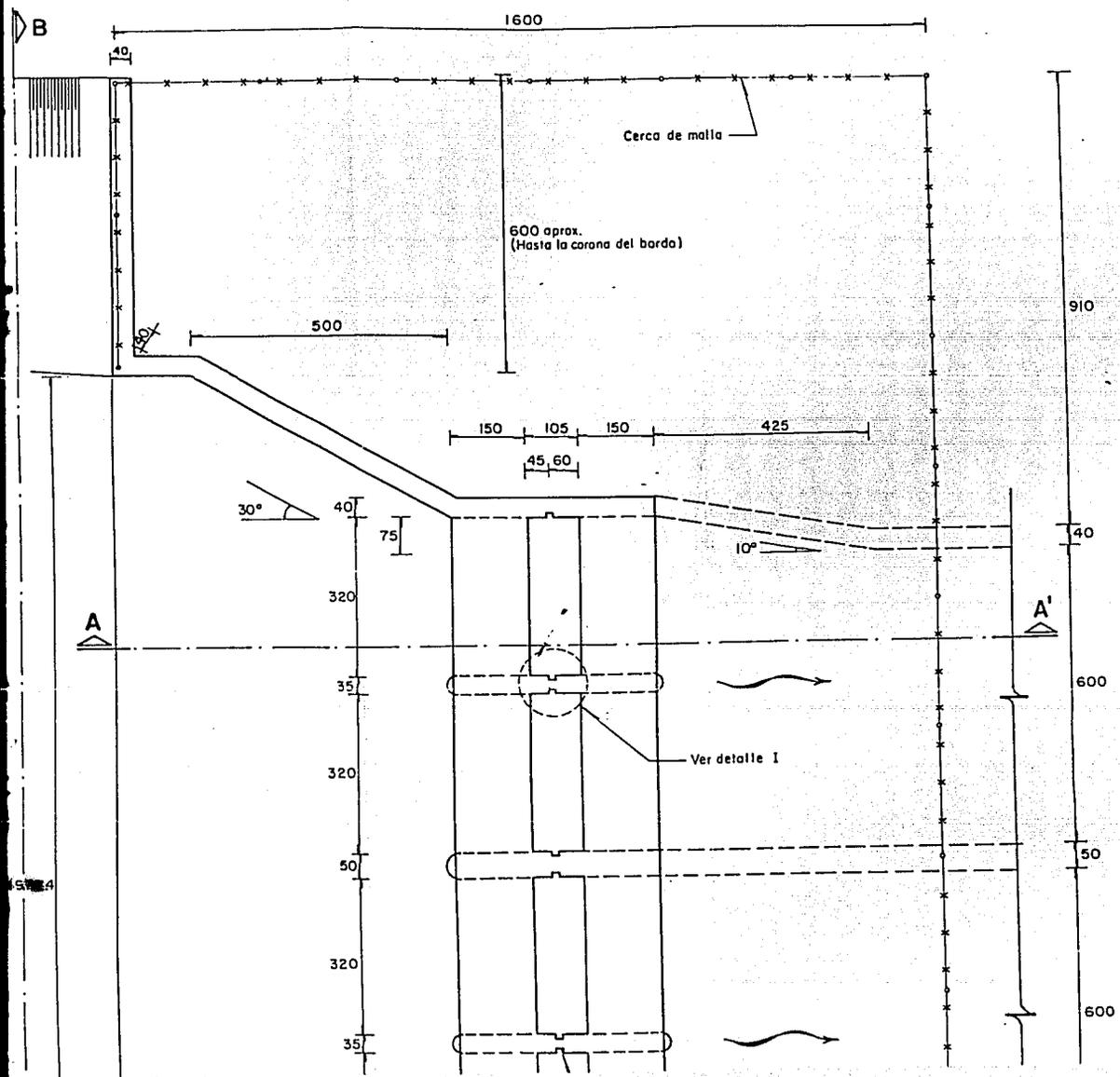
ESTRUCTURA DE INICIO DEL ENTUBAMIENTO .-

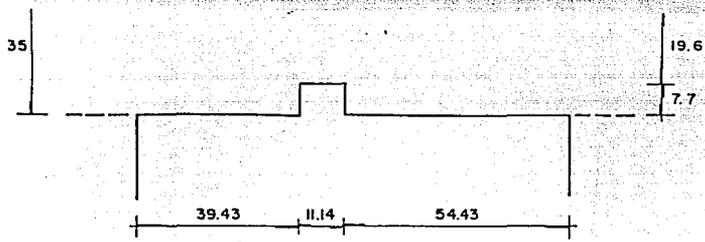
Esta estructura como también la de terminación del entubamiento son las más esenciales; están diseñadas de manera práctica, por lo que están sobradas de modo que trabajen en forma adecuada; el diseño geométrico está concebido de modo que no se produzcan sobreelevaciones del agua debido a las ondas que se producen por la reducción de la sección, así que la transición esta regida por un ángulo adecuado para que no se produzca el problema citado.



PLANTA GENERAL
 ESCALA GRAFICA 1:500
 0 5 10 15 20 25 m.



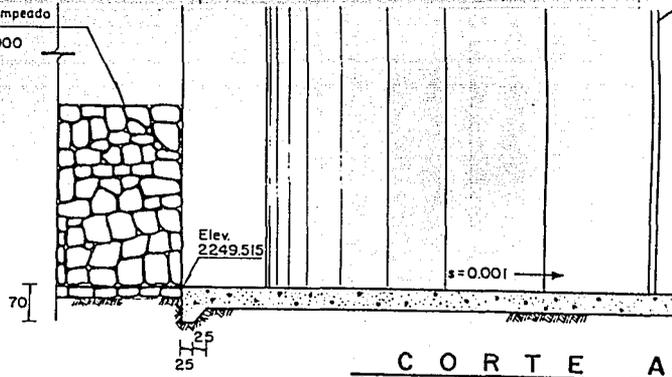




DETALLE I
GEOMETRIA DE LAS GUIAS PARA OBTURADORES

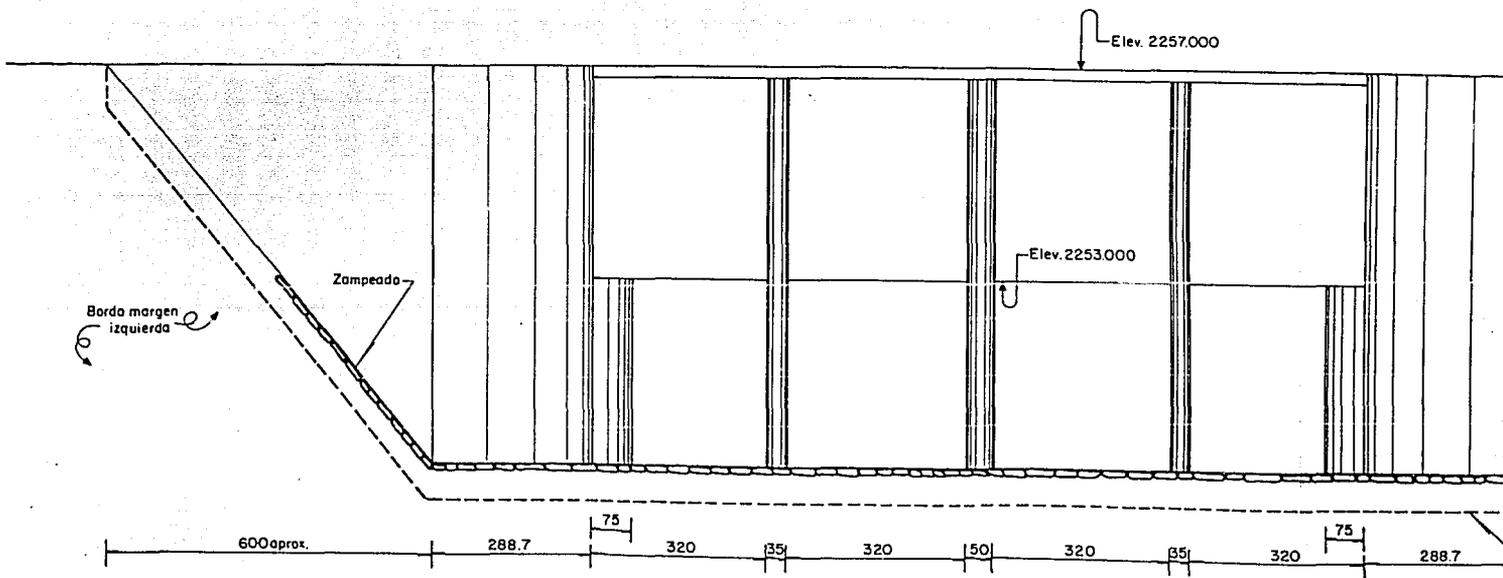
ACOT. EN CM. ESC. 1:10 VER NOTA No.5

Limite del zampeado
 en talud: Elev. 2253.000



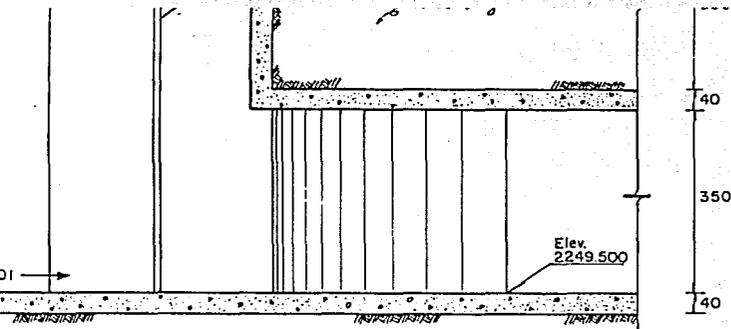
CORTE A

ACOT. EN CM. ES

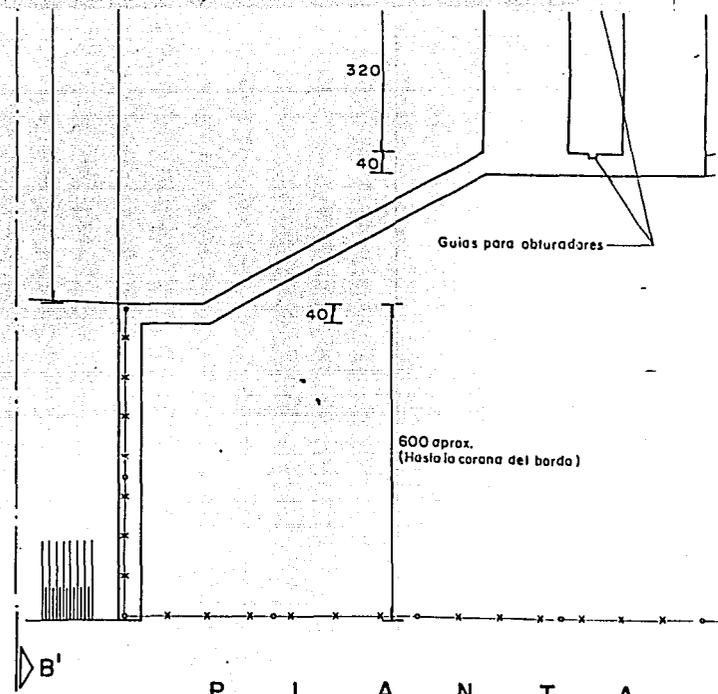
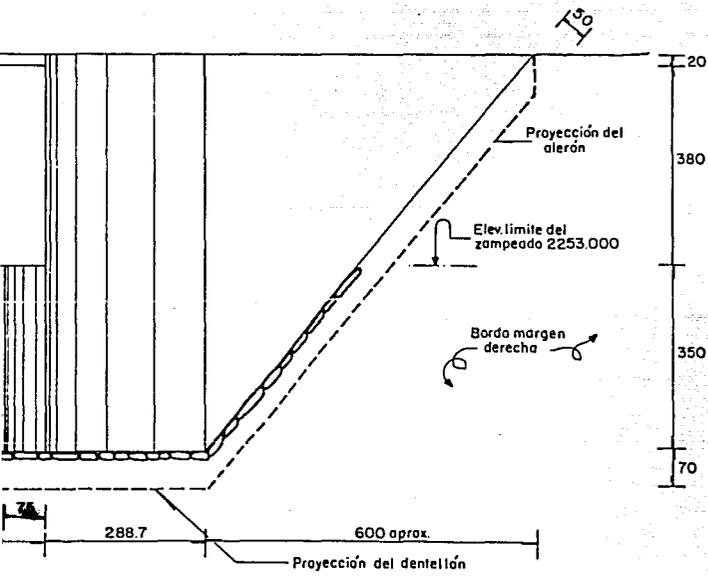


CORTE B-B'

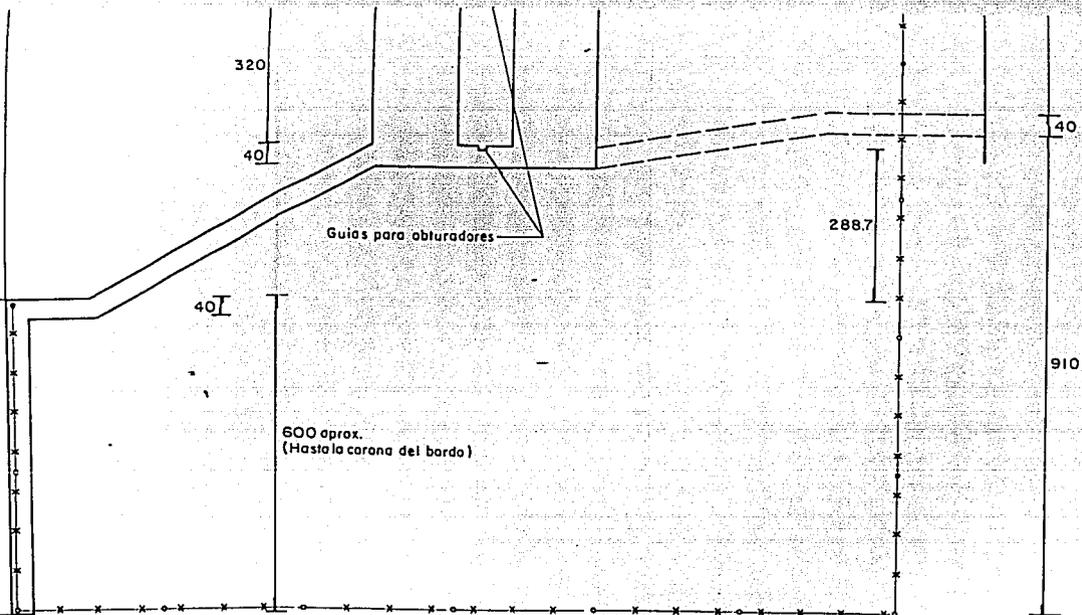
ACOT. EN CM. ESC. 1:75



PARTE A - A'
 ESC. 1:75



PLANTA
 ACOT. EN CM. ESC. 1:75



P L A N T A

ACOT. EN CM.

ESC. 1 : 75

NOTAS :

- 1- ESTACIONES Y ELEVACIONES EN METROS; ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- 2- PLANO DE REFERENCIA DE LA PLANTA: 1/31
- 3- LOS ESPESORES PARA LOS MUROS Y LOSAS PODRAN SER MODIFICADOS COMO RESULTADO DE SU DISEÑO ESTRUCTURAL Y DE LAS RECOMENDACIONES DE MECANICA DE SUELOS.
- 4- EL ZAMPEADO DEL FONDO DEL RIO DE LOS REMEDIOS EN LA ZONA DE LA DESCARGA DEL VAZO DEL CRISTO SE SUSPENDERA EN DONDE SE ENCUENTRE LA PLANTILLA DE CONCRETO DEL VERTEDOR.
- 5- LA GEOMETRIA DE LAS GUIAS PARA OBTURADORES ES SIMILAR A LA UTILIZADA EN LAS ESTRUCTURAS DE LIMPIEZA. PARA MAYORES DETALLES VER EL PLANO CORRESPONDIENTE.

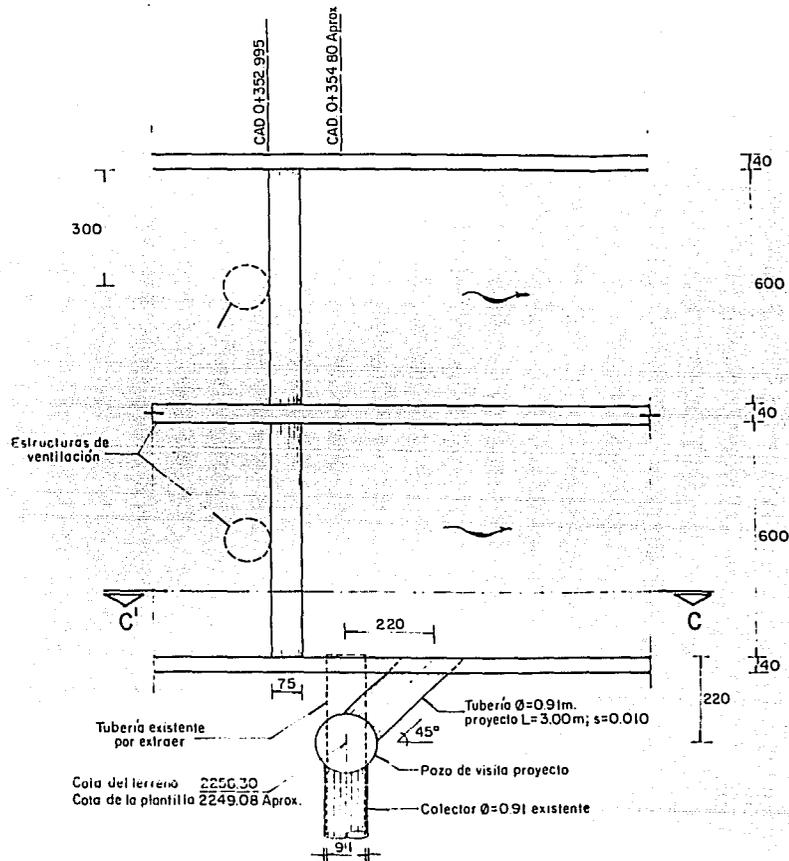
<h1 style="margin: 0;">UNAM</h1>	<h2 style="margin: 0;">FACULTAD DE INGENIERIA</h2>
<small>PROYECTO HIDRAULICO - GEOMETRICO DE ENTUBAMIENTO DEL RIO DE LOS REMEDIOS</small>	
<h3 style="margin: 0;">ESTRUCTURA DE INICIO DEL ENTUBAMIENTO</h3>	
<small>DELEGACION GUSTAVO A. MADERO, D.F. Y MUNICIPIOS DE TLALNEPANTLA Y ECATEPEC, EDO. DE MEX.</small>	
<h2 style="margin: 0;">TESIS PROFESIONAL</h2>	
<p style="margin: 0;">LUIS A. LOPEZ LOYO</p>	
<p style="margin: 0;">MEXICO, D.F. 1992</p>	<p style="margin: 0;">PLANO N. 1</p>

ESTRUCTURA DE CAPTACION DE DESCARGA Y CAIDA .-

Las estructuras de captación que fueron diseñadas a lo largo del entubamiento están en posibilidad de captar completamente los escurrimientos de los colectores en cuestión; básicamente se propuso una alternativa tipo, pero en algunos casos se propusieron soluciones para colectores que llegaban muy altos o muy bajos en comparación con la elevación del cajón, así como también para casos en que se tendrá que modificar el tramo final del colector en cuestión.

En el diseño de las caídas, en algunos casos en que éstas por su altura tan pequeña no presentaran problemas de turbulencia no se diseñó ninguna estructura para la disipación de energía, por lo que solamente se tomaron en cuenta cuestiones de tipo geométrico; para el caso opuesto en el que la caída tiene una altura considerable se tomaron en cuenta cuestiones de desgaste del cajón y se proyectaron estructuras disipadoras de energía.

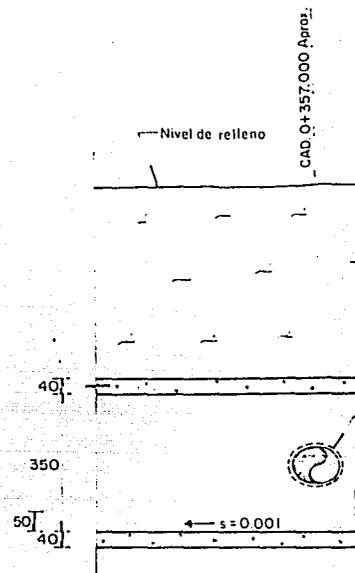
La estructura se muestra en el siguiente plano.



P L A N T A

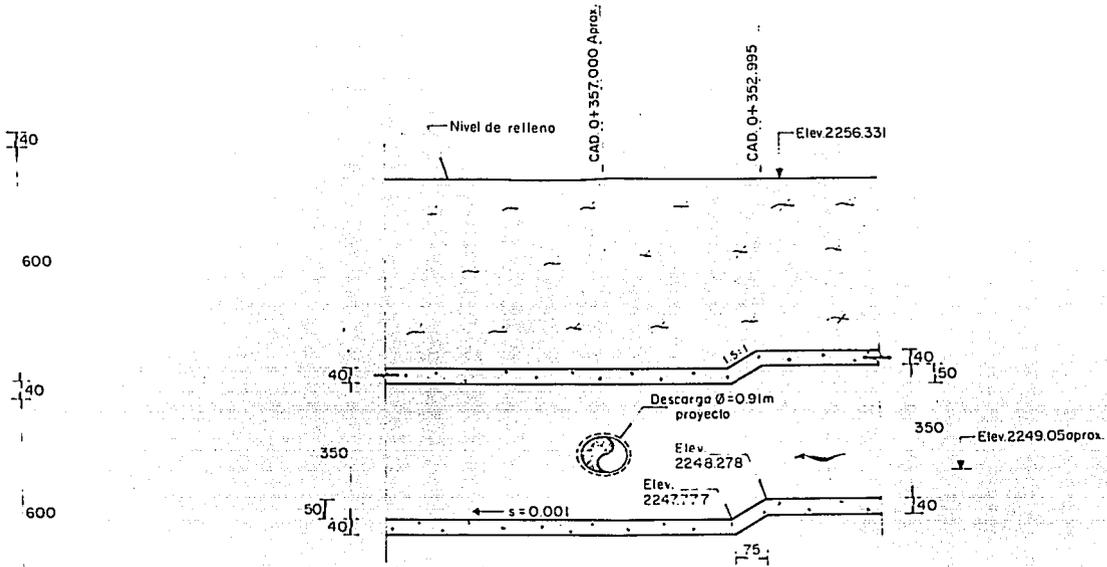
ACOT. EN CM.

ESC. 1:100



C O R T E

ACOT. EN CM.



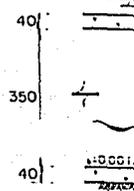
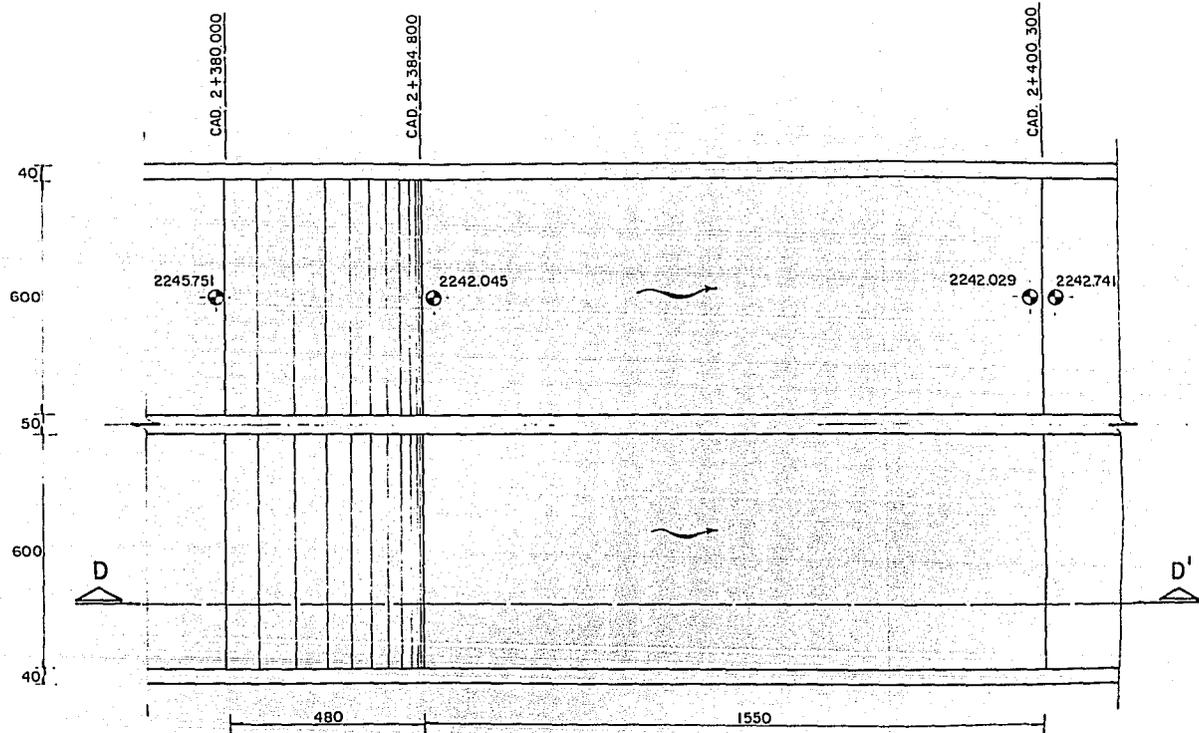
C O R T E C - C'

ACOT. EN CM. ESC. 1:100

UNAM	FACULTAD DE INGENIERIA
ESTRUCTURA DE CAPTACION DE DESCARGA Y CAIDA	
TESIS PROFESIONAL	
LUIS A LOPEZ LOYO	
MEXICO, D.F. 1992	PLANO No. 2

ESTRUCTURA ESPECIAL DE CAIDA .-

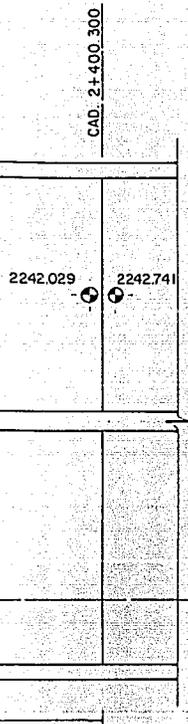
En este caso la caída tiene una altura de cierta importancia por lo que se tuvo que implementar una estructura disipadora de energía; como se muestra en el plano siguiente se proyecta también un perfil de la caída del agua para la proyección del salto hidráulico en el tanque amortiguador.



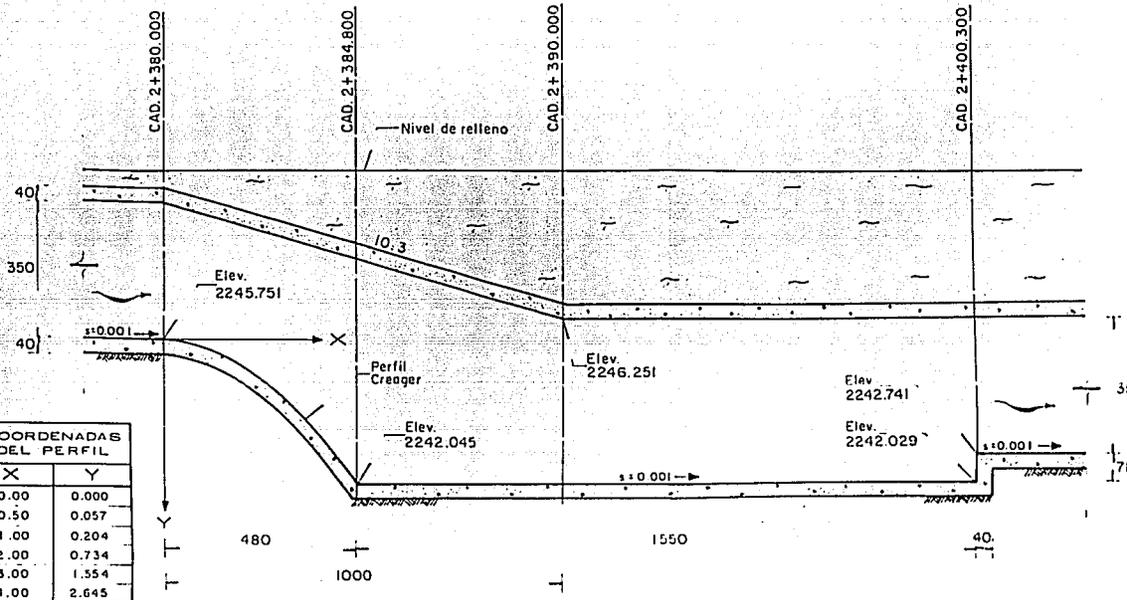
COORDENADAS DEL PERFIL	
X	Y
0.00	0.000
0.50	0.057
1.00	0.204
2.00	0.734
3.00	1.554
4.00	2.645
4.20	2.895
4.40	3.155
4.60	3.426
4.80	3.706

P L A N T A
 ACOT. EN CM. ESC. 1:100
CAIDA EN CADENAMIENTO 2+380.000
 VER NOTA No 10

N T A
 ESC. 1:100
 ENT 2+380.000
 VER NOTA No. 10

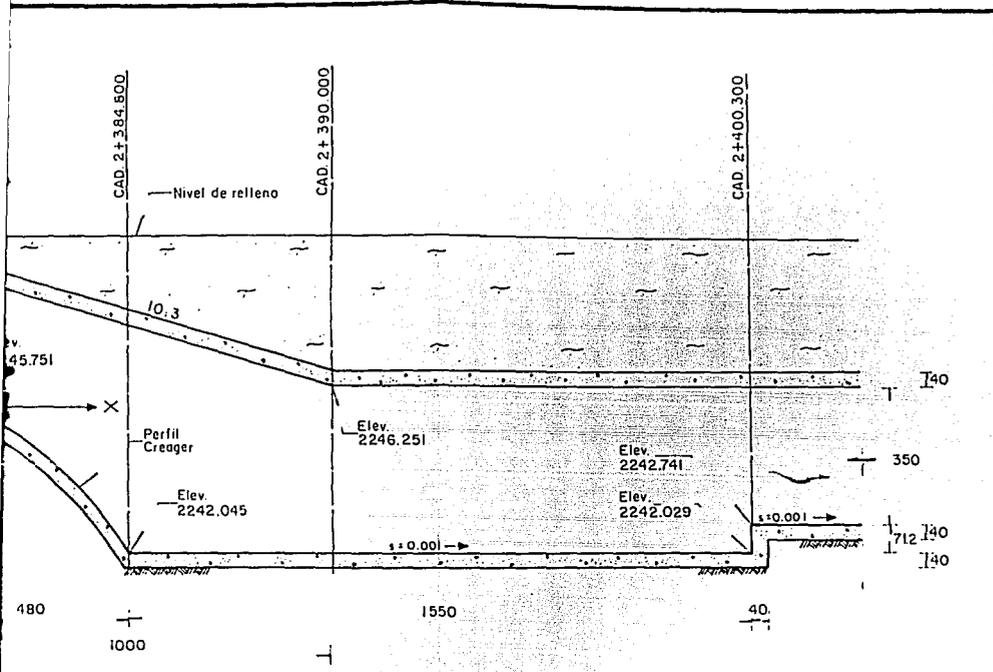


COORDENADAS DEL PERFIL	
X	Y
0.00	0.000
0.50	0.057
1.00	0.204
2.00	0.734
3.00	1.554
4.00	2.645
4.20	2.895
4.40	3.155
4.60	3.426
4.80	3.706



C O R T E D - D'
 ACOT. EN CM. ESC. 1:100

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA	
ESTRUCTURA ESPECIAL DE CEMENTO	
TESIS PROFESIONAL	
LUIS A. LOPEZ LOYO	
MEXICO, D.F. 1982	PLA...



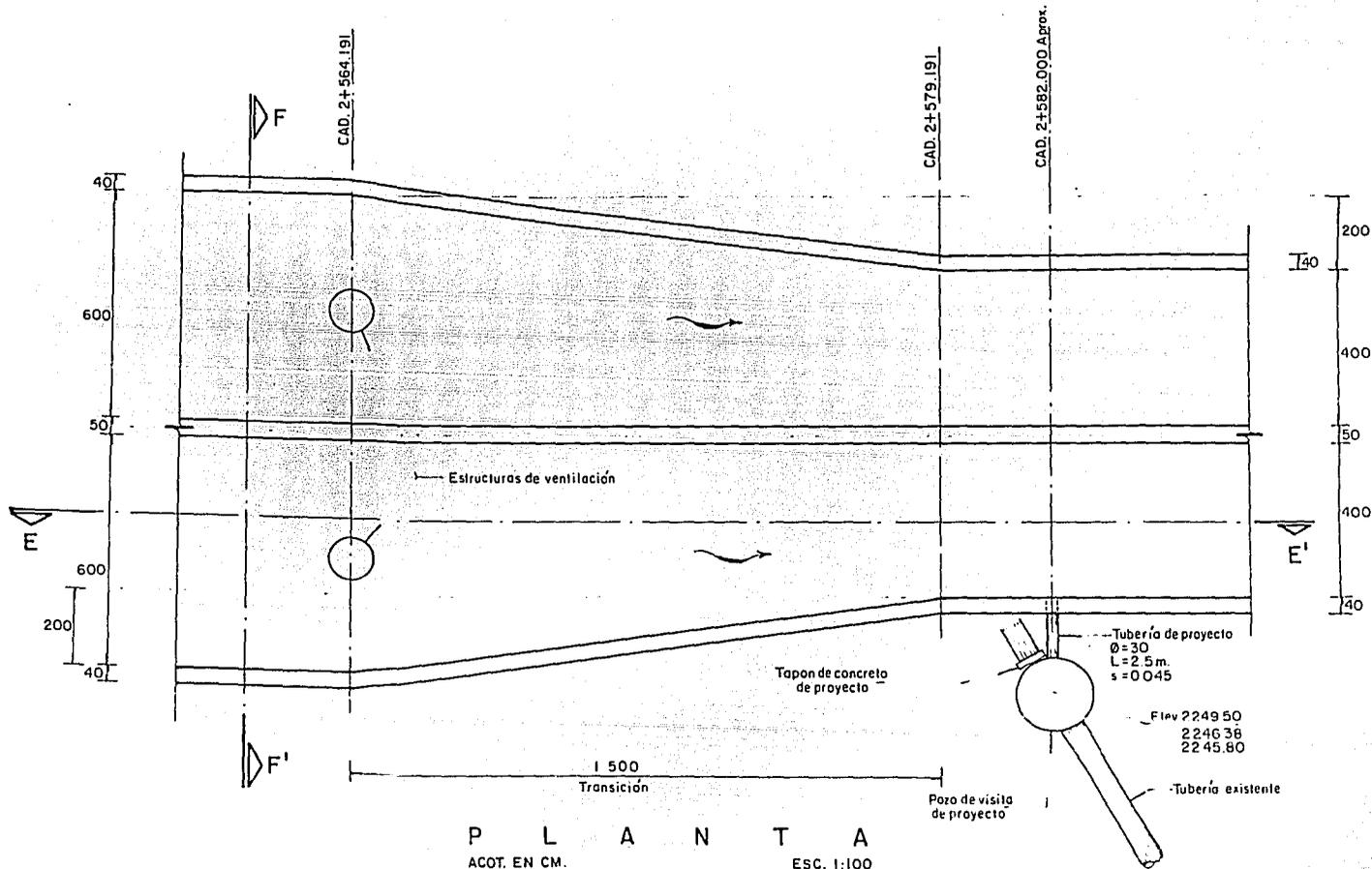
C O R T E D - D'

ACOT. EN CM. ESC. 1 : 100

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA
ESTRUCTURA ESPECIAL DE CAIDA
TESIS PROFESIONAL LUIS A. LOPEZ LOYO
MEXICO, D.F. 1992 PLANO N.º 3

ESTRUCTURAS DE TRANSICION DE LA SECCION DEL ENTUBAMIENTO .-

Las estructuras de transición del entubamiento, como ya se ha mencionado, son requeridas por los cambios de sección que se tienen por los distintos obstáculos que se presentan a lo largo del río (puentes principalmente); fueron diseñadas geoméricamente de manera que no se produzcan problemas de sobreelevaciones en el agua por las ondas que se producen en las reducciones y ampliaciones de la sección, esto se evitó dando a las transiciones un ángulo de 12° como se muestra en los siguientes planos.



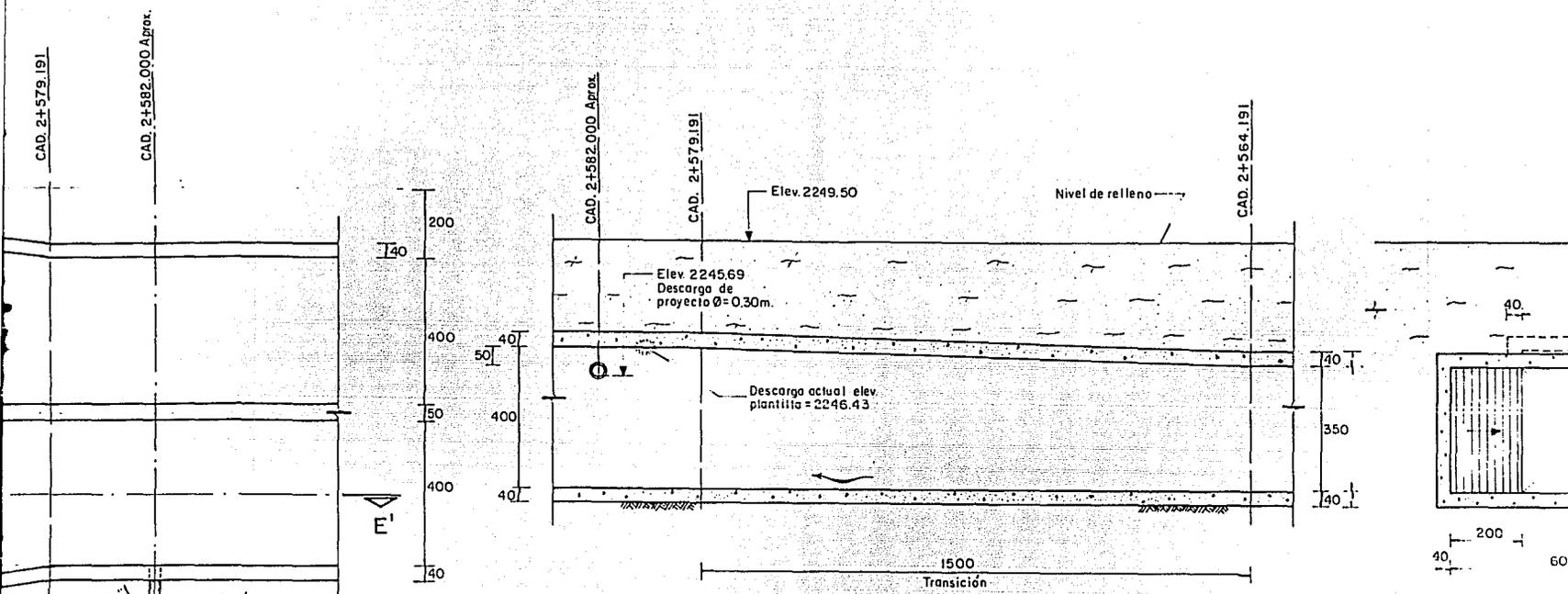
P L A N T A

ACOT. EN CM.

ESC. 1:100

TRANSICION EN CAD. 2+564.191 Y DESCARGA DE ATARJEA $\phi = 0.30 \text{ cm}$ (D-12)

(VER NOTA No. 7)



CAD. 2+579.191

CAD. 2+582.000 Aprox.

CAD. 2+582.000 Aprox.

CAD. 2+579.191

CAD. 2+564.191

200
140
400
50
400
400
40

Elev. 2249.50

Nivel de relleno

Elev. 2245.69
Descarga de
proyecto $\varnothing=0.30m.$

Descarga actual elev.
plantilla = 2246.43

1500
Transición

CORTE E - E
ACOT. EN CM. ESC. 1:100

Tubería de proyecto
 $\varnothing=30$
L=2.5m.
s=0.045

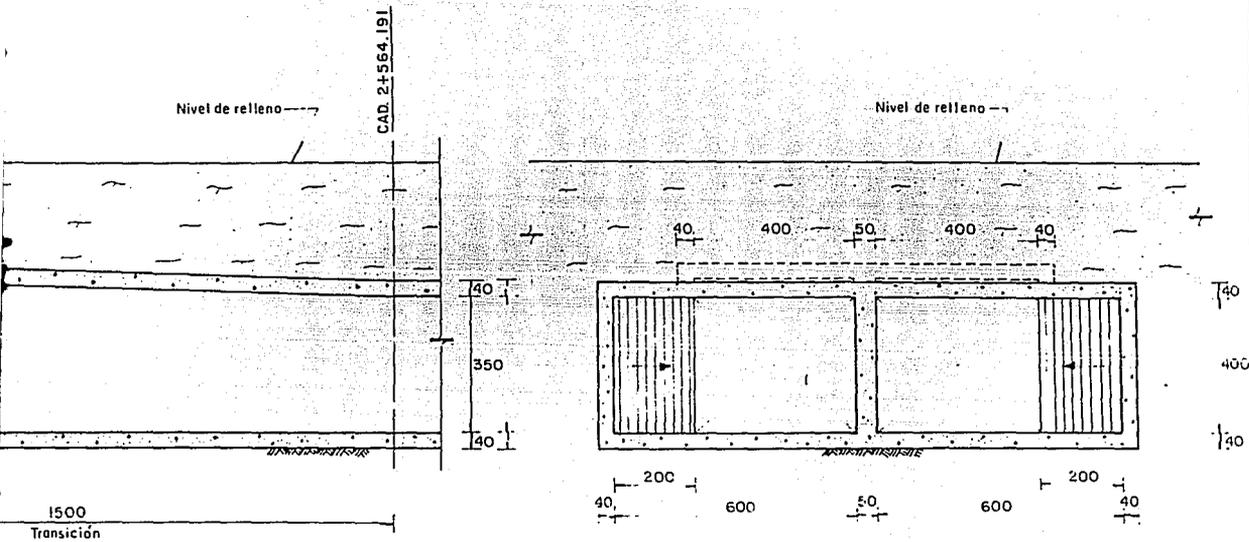
Elev. 2249.50
2246.38
2245.60

Tubería existente

Pozo de visita
de proyecto

40
40
200
60
40

JEA $\varnothing=0.30m.$ (D-12)
(VER NOTA No. 7)



CORTE E - E
CM.
ESC. 1:100

CORTE F - F'

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

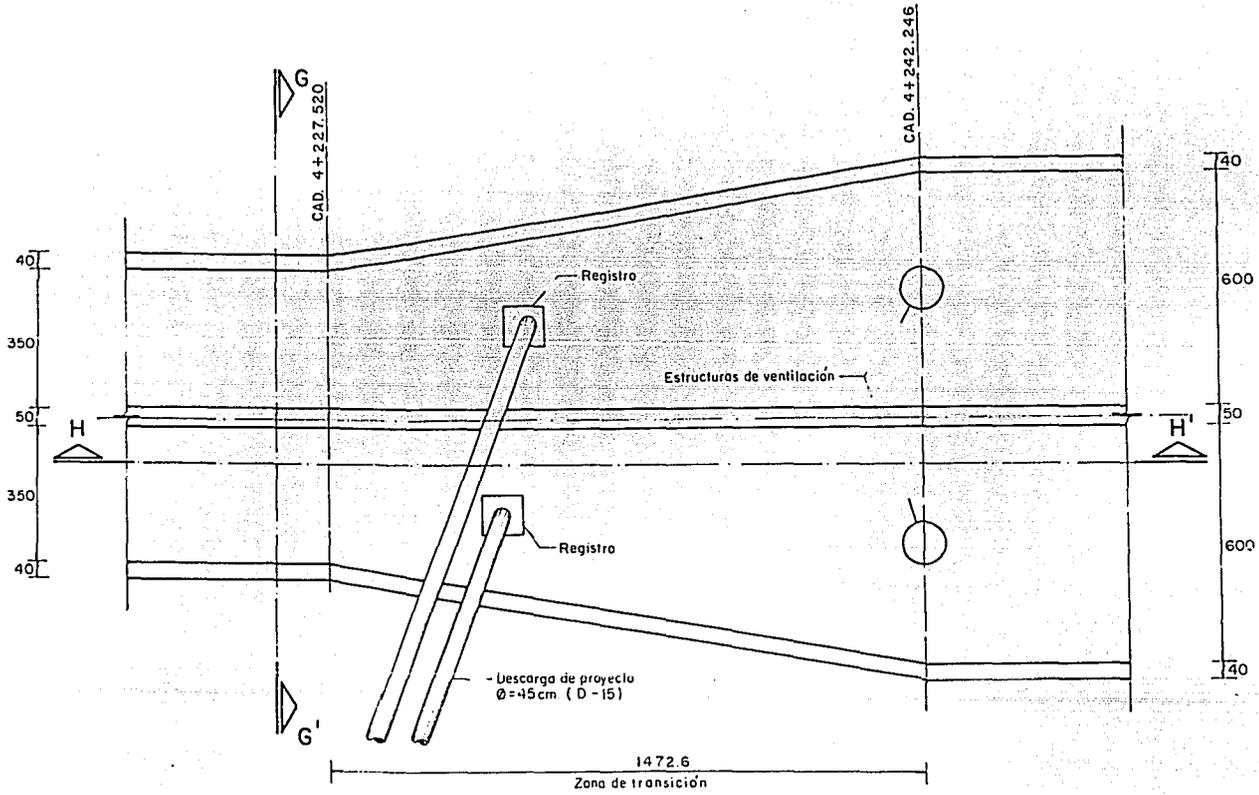
ESTRUCTURA DE TRANSICION
Y DESCARGA DE ATARJEA

TESIS PROFESIONAL

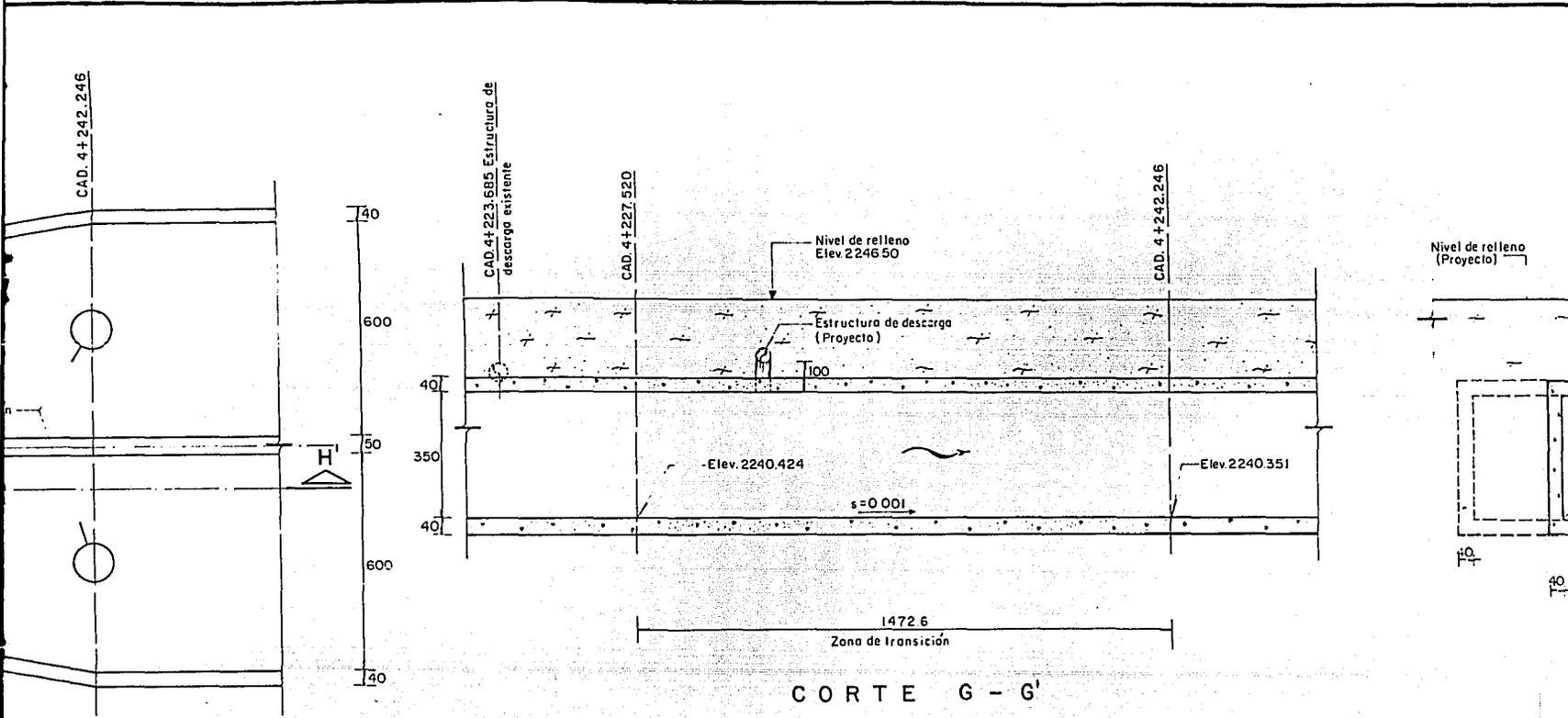
LUIS A. LOPEZ LOYO

MEXICO, D.F. 1992

PLANO N. 4



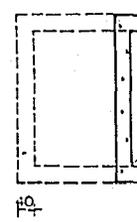
P L A N T A
 ACOT. EN CM. ESC. 1:100
 TRANSICION EN CAD. 4+227.520



CORTE G - G'

ACOT. EN CM. ESC. 1:100

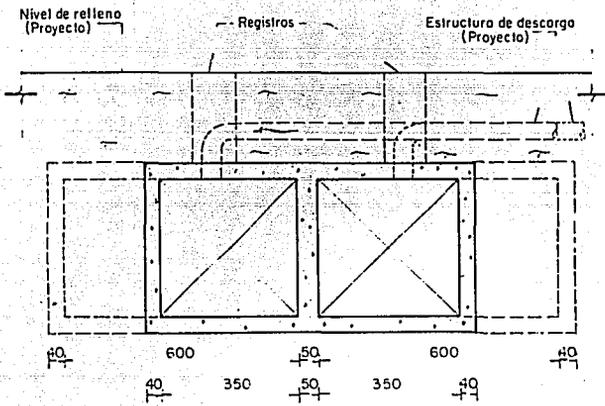
Nivel de relleno (Proyecto)



A
1:100
20

CAD. 4+242.346

Elev 2240.351



CORTE H - H'
ACOT. EN CM. ESC. 1: 100

- G'
C. 1:100

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA	
ESTRUCTURA DE TRANSICION EN EL ENTUBAMIENTO	
TESIS PROFESIONAL LUIS A. LOPEZ LOYO	
MEXICO, D.F. 1992	PLANO No. 5

CAPITULO 5 .- CONCLUSIONES

El entubamiento del Río de los Remedios como se puede apreciar en este trabajo representativo del proyecto, es de gran envergadura, ya que el numero de personas beneficiadas por esta obra es muy importante.

El Río de los Remedios es una de las pocas corrientes que se encuentran en la zona urbana que no ha sido entubada; esto representa un foco de infección en la zona norte de la ciudad, y esto no es la única causa del proyecto de entubamiento, sino que el peligro de inundaciones por la reducida capacidad de conducción del cauce es inminente para la zona cercana a éste.

Los estudios para el reconocimiento de la zona fueron hechos con gran detalle poniendo atención principalmente a lo que se refiere a Usos del Suelo y Geología Superficial ya que de esto dependían mucho los gastos que se propondrían mas adelante, por medio de los métodos hidrológicos que se utilizaron; por lo que se refiere a la información pluviométrica recabada, fue por más suficiente

y extensa para tener un estudio hidrológico confiable. Otro factor importante fue tomado de la información recabada de la infraestructura de drenaje existente, ya que por instrucciones de la D.G.C.O.H. el entubamiento tendrá autosuficiencia en cuanto a la conducción de sus propios escurrimientos; no obstante, en el entubamiento se tomo en cuenta un alivio de emergencia hacia el Interceptor Central.

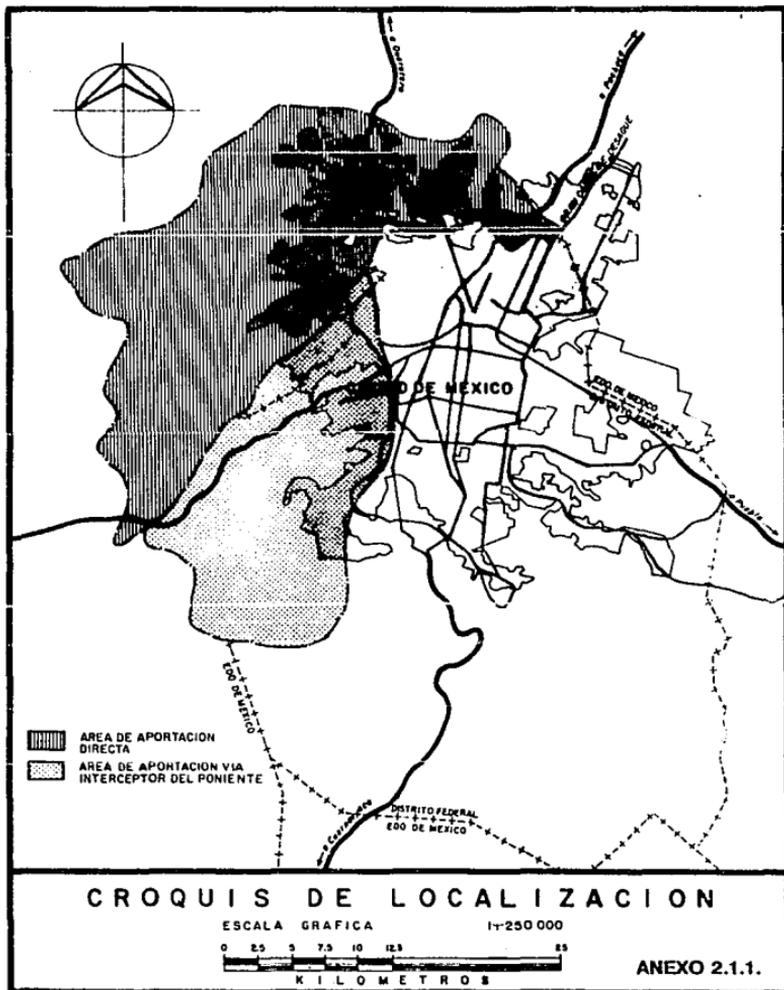
La topografía realizada a lo largo del cauce, a partir del Vaso del Cristo, hasta el Gran Canal, tuvo gran importancia en cuanto lo que el entubamiento afectara, y a las limitaciones que existieron, que principalmente fueron puentes vehiculares y el Tajo de San Juan Ixhuatepec; el equipo utilizado para el levantamiento es uno de los mas modernos por lo que la topografía fue a detalle, esto, cabe mencionar también tuvo que ver que el proyecto geométrico del entubamiento fuera detallista igualmente. Los métodos hidrológicos utilizados para la determinación de los gastos en los distintos tramos es muy confiable, ya que el uso de varios métodos hace que se tenga un criterio más amplio. Los resultados obtenidos del estudio hidrológico tuvieron que analizarse y ajustarse en base a las características físicas de los cauces; esto fue debido a que aunque el estudio arrojaba cierto resultado la capacidad de los cauces es insuficiente para conducir el gasto calculado.

El diseño hidráulico primeramente se concibió para condiciones

uniformes, esto debido a las pendientes pequeñas que se tienen a lo largo del cauce del río, sin embargo con toda la información acumulada, tanto de tipo físico, topográfica e hidrológica se opto por un analisis hidráulico mas profundo; para este fin se utilizo el modelo de simulación TUAVE; éste a pesar de ser concebido en primera instancia para redes de colectores, se fue modificando y haciendo ciertos artificios con los cuales el modelo represento el comportamiento hidráulico del entubamiento confiablemente.

De los resultados obtenidos se hicieron apreciaciones y ajustes que hacen que el proyecto del entubamiento del Río de los Remedios sea bastante seguro, en relación con su diseño hidráulico y su dimensionamiento geométrico.

ANEXOS.-

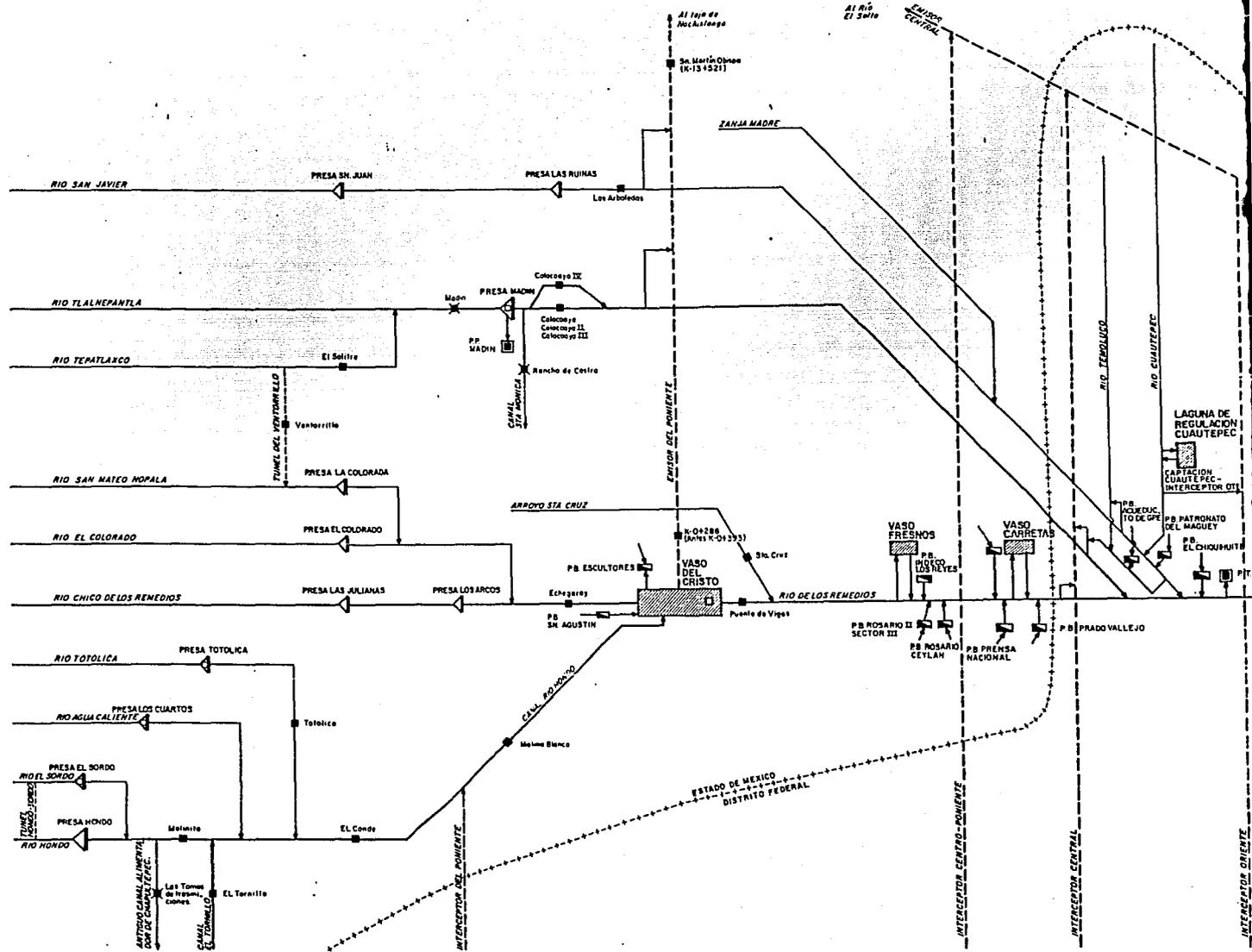


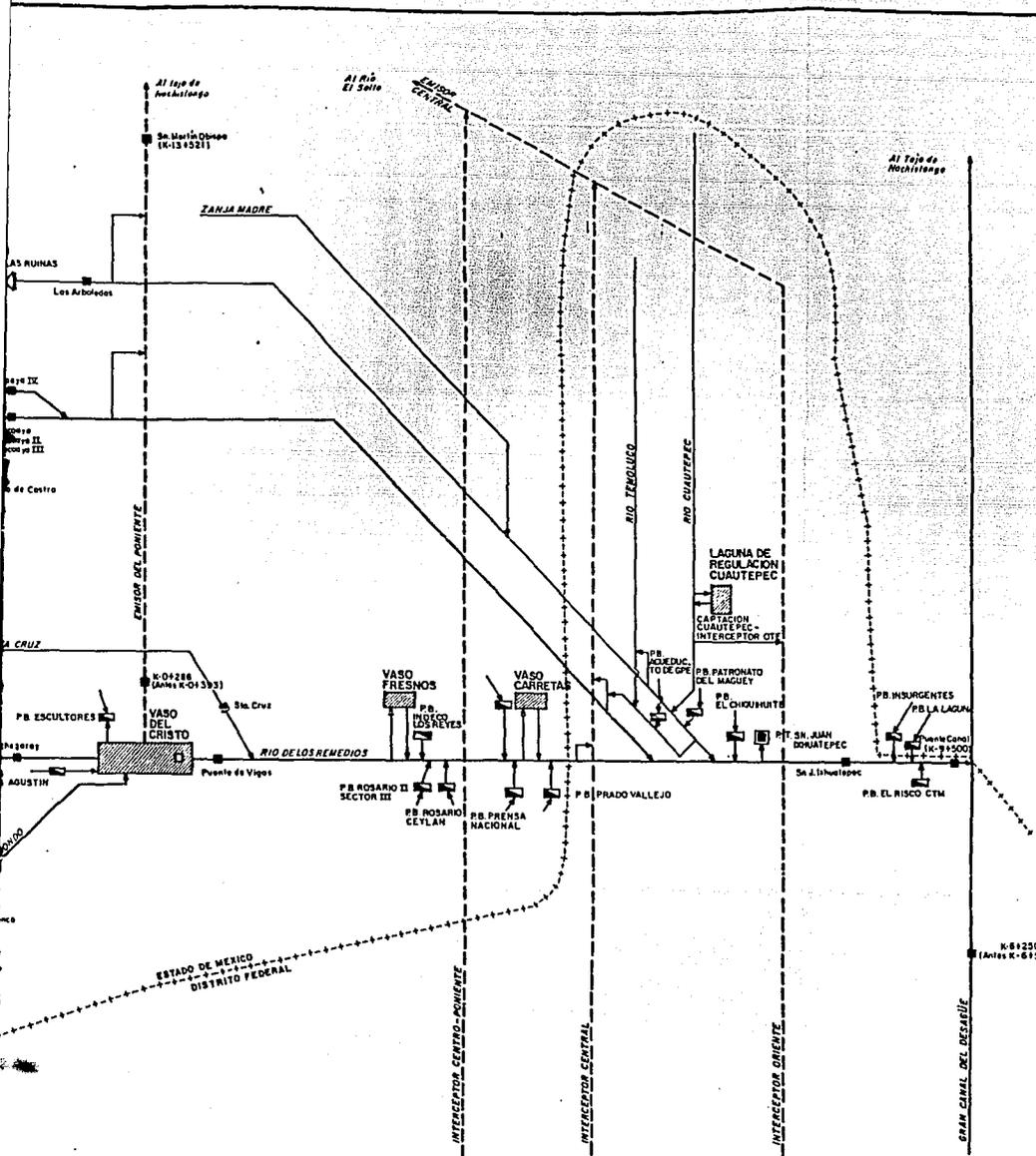
-  AREA DE APORTACION DIRECTA
-  AREA DE APORTACION VIA INTERCEPTOR DEL PONIENTE



ESTADO DE MEXICO

DISTRITO FEDERAL
ESTADO DE MEXICO

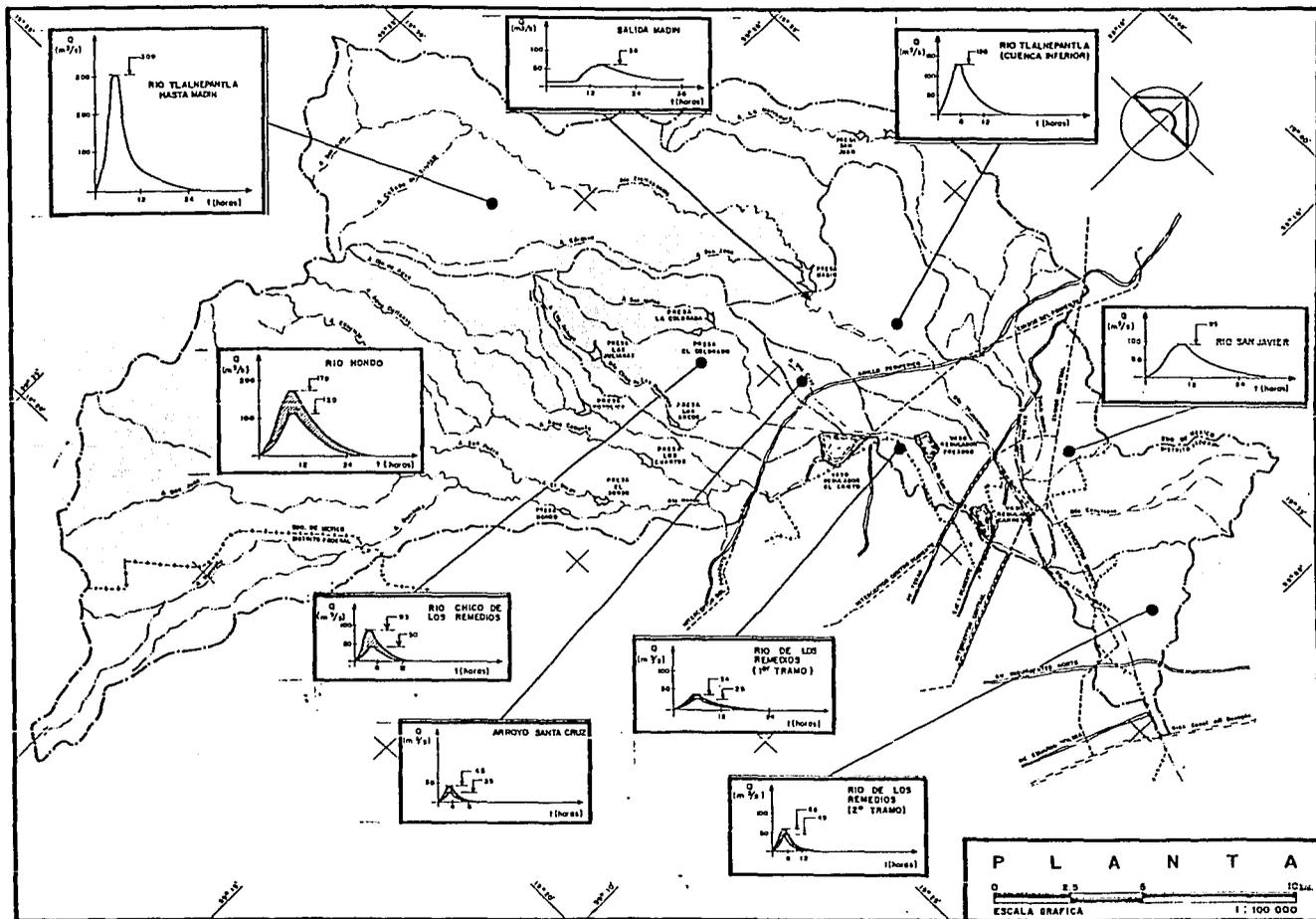




SIMBOLOGIA

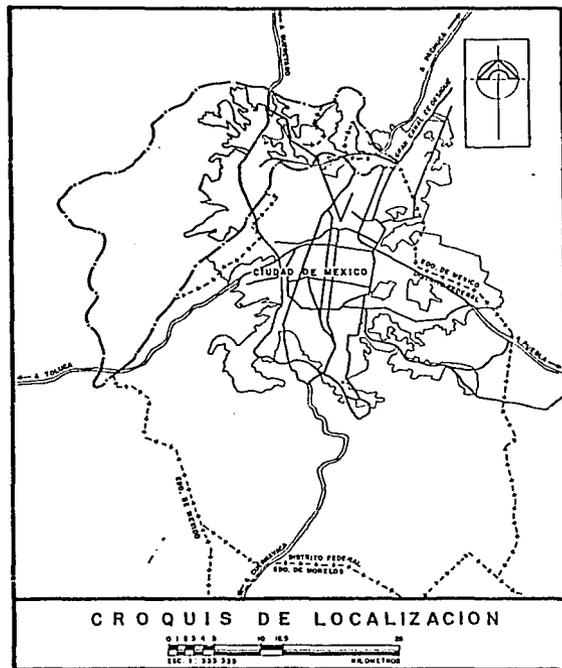
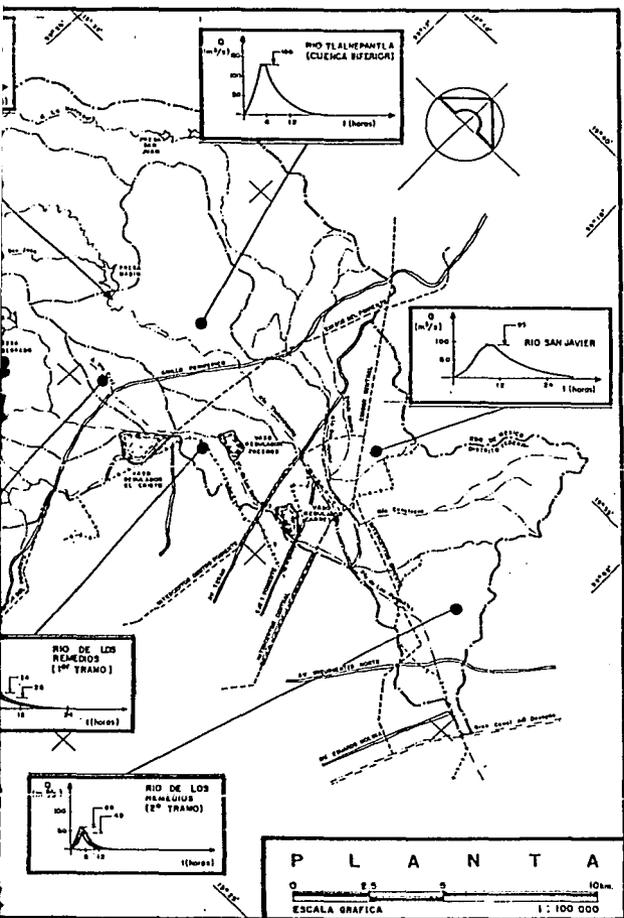
- PRESA
- VASO REGULADOR
- CONDUCCION A CIELO ABIERTO
- CONDUCCION EN TUNEL
- ESTACION HIDROMETRICA EN OPERACION
- ESTACION HIDROMETRICA SUSPENDIDA
- ESTACION LIMNIMETRICA
- TUNEL DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO
- PLANTA DE BOMBEO (P.B.)
- PLANTA DE TRATAMIENTO (P.T.), O POTABILIZADORA (P.P.)

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA CROQUIS DEL SISTEMA HIDROGRAFICO DEL RIO DE LOS REMEDIOS
TESIS PROFESIONAL LUIB A. LOPEZ LOYO
MEXICO, D.F. 1992 ANEXO 2.2.5



SIMBOLOGIA

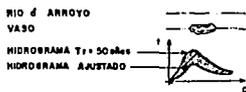
- RIO ó ARROYO
- VASO
- HIDROGRAMA $T_r = 50 \text{ años}$
- HIDROGRAMA AJUSTADO



NOTAS:

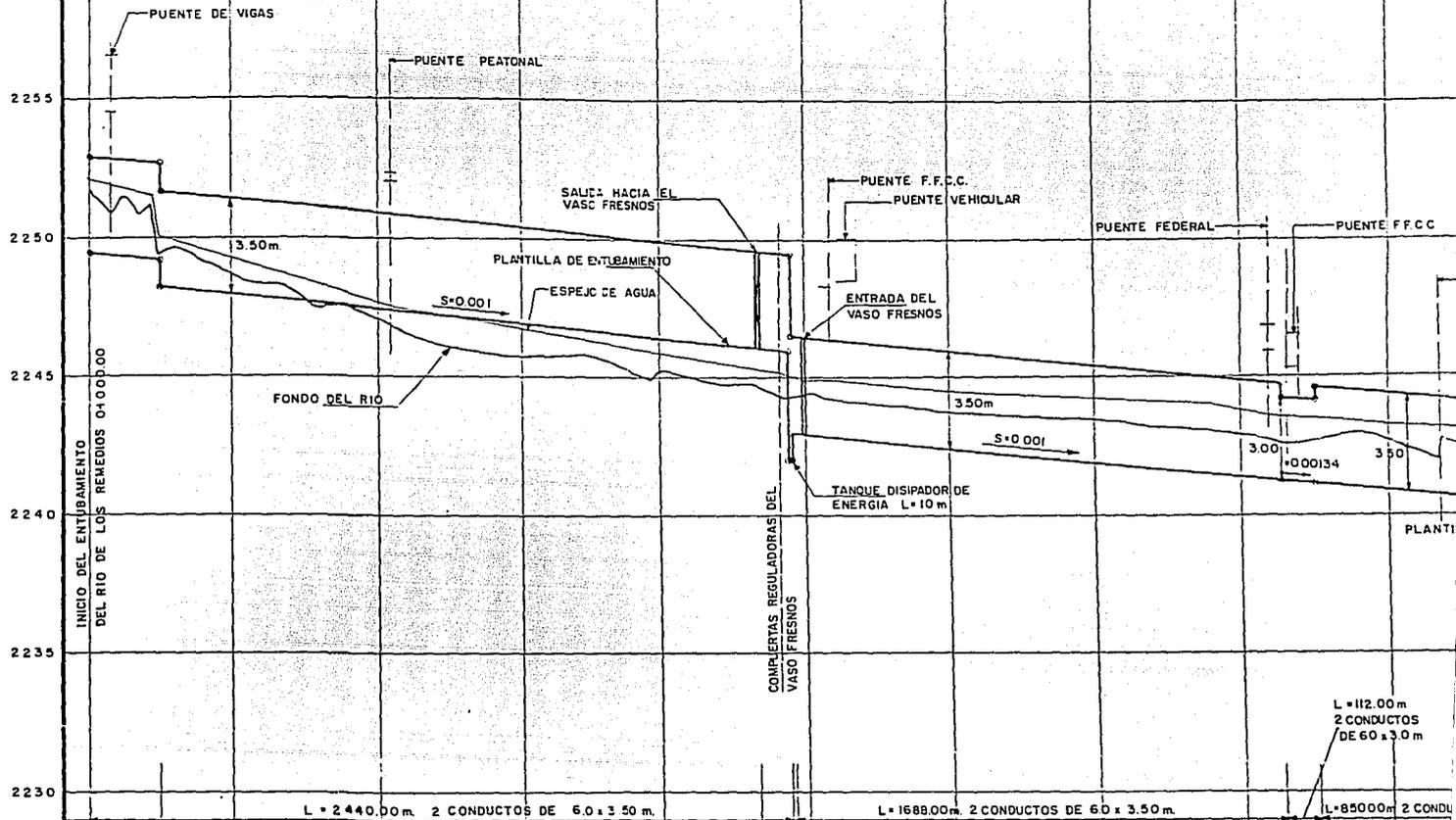
- 1.- LA CONFIGURACION HIDROGRAFICA, LOS LIMITES ESTATALES Y LAS VIALIDADES SE TOMARON DE CARTAS TOPOGRAFICAS DEL INEGI, ESCALA 1:50,000, LAS QUE TAMBIEN SIRVIERON PARA LA DELIMITACION DE LOS PARTEBUROS DE LAS CUENCAS DE APORTACION.
- 2.- LOS GASTOS MAXIMOS DE APORTACION SE DETERMINARON CON BASE EN ESTUDIOS HIDROLOGICOS QUE CONTEMPLAN LA APLICACION DE CUATRO METODOLOGIAS: ENVOLVENTES REGIONALES, ANALISIS DE FRECUENCIA DE GASTOS MAXIMOS POR GUMBEL, METODO DEL MANUAL DE HIDRAULICA URBANA DE LA D.S.C.O.H. Y ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS PLUVIOMETRICOS A NIVEL REGIONAL.
- 3.- LOS HIDROGRAMAS SE DETERMINARON CON EL CRITERIO DEL SOIL CONSERVATION SERVICE DEL GOBIERNO DE LOS E.U.A.
- 4.- LOS AJUSTES A HIDROGRAMAS SE EFECTUARON CON BASE EN LAS CAPACIDADES REALES DE COMUNICACION DE LOS AFLUENTES.
- 5.- LA APORTACION CONJUNTA DE LOS RIOS TLALHEPANTLA Y SAN JAVIER HACIA EL RIO DE LOS REVEDOS SE AJUSTO A UN MAXIMO DE $100 \text{ m}^3/\text{s}$ POR LA MISMA RAZON EXPLICADA EN LA NOTA N.º 4.

SIMBOLOGIA

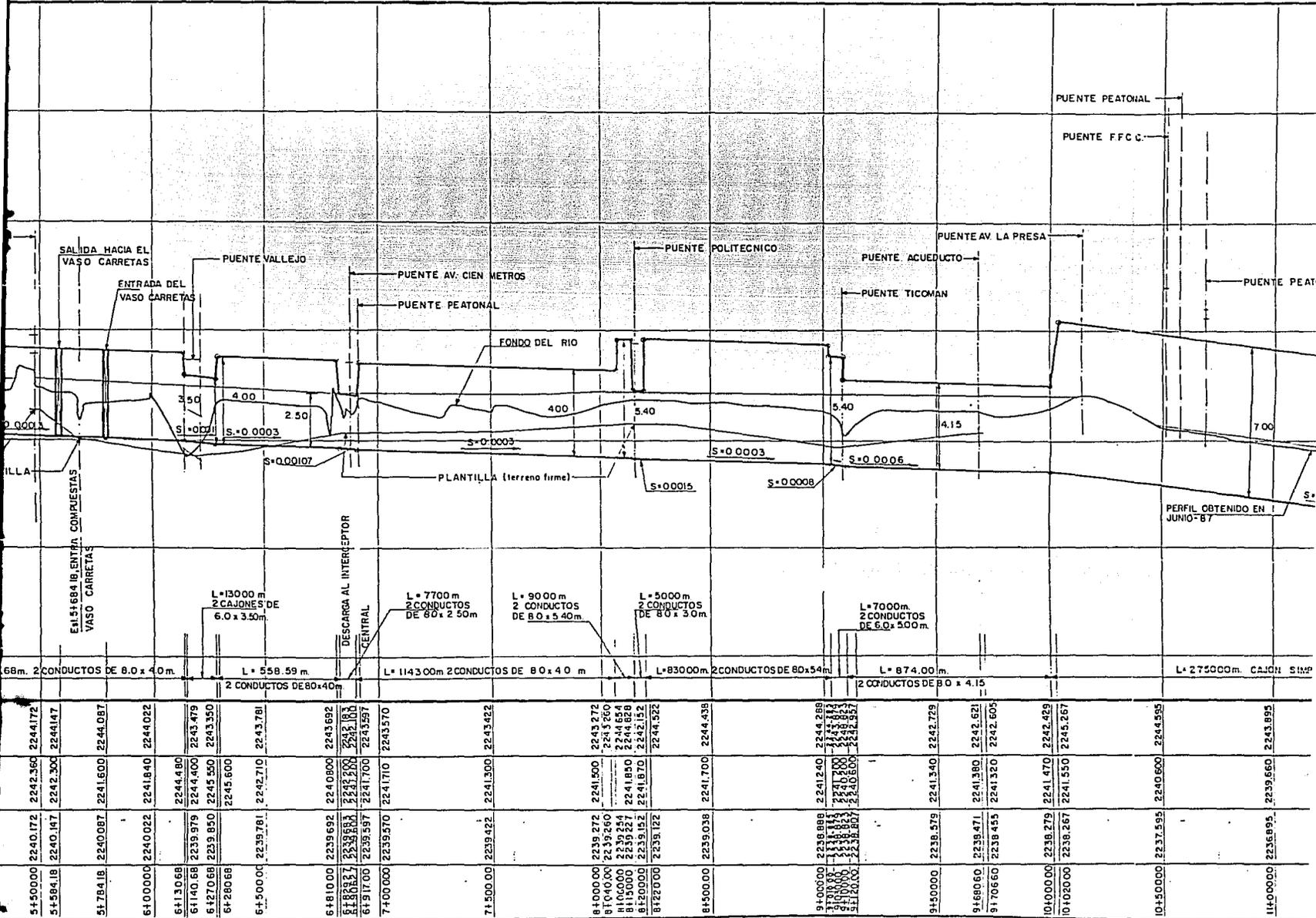


UNAM FACULTAD DE INGENIERIA	
PROYECTO DE INVESTIGACION CIENTIFICA DEL ENTUBAMIENTO DEL RIO DE LOS REVEDOS	
HIDROGRAMAS DE APORTACION (T = 50 años)	
DE LAS CUENCAS BUENICA Y SAN JAVIER DEL MUNICIPIO DE TLALHEPANTLA Y ECATEPEC, EDO. DE MEX.	
TESIS PROFESIONAL	
LUIB A. LOPEZ LOYO	
MEXICO, D.F. 1992	ANEXO 3.2.6

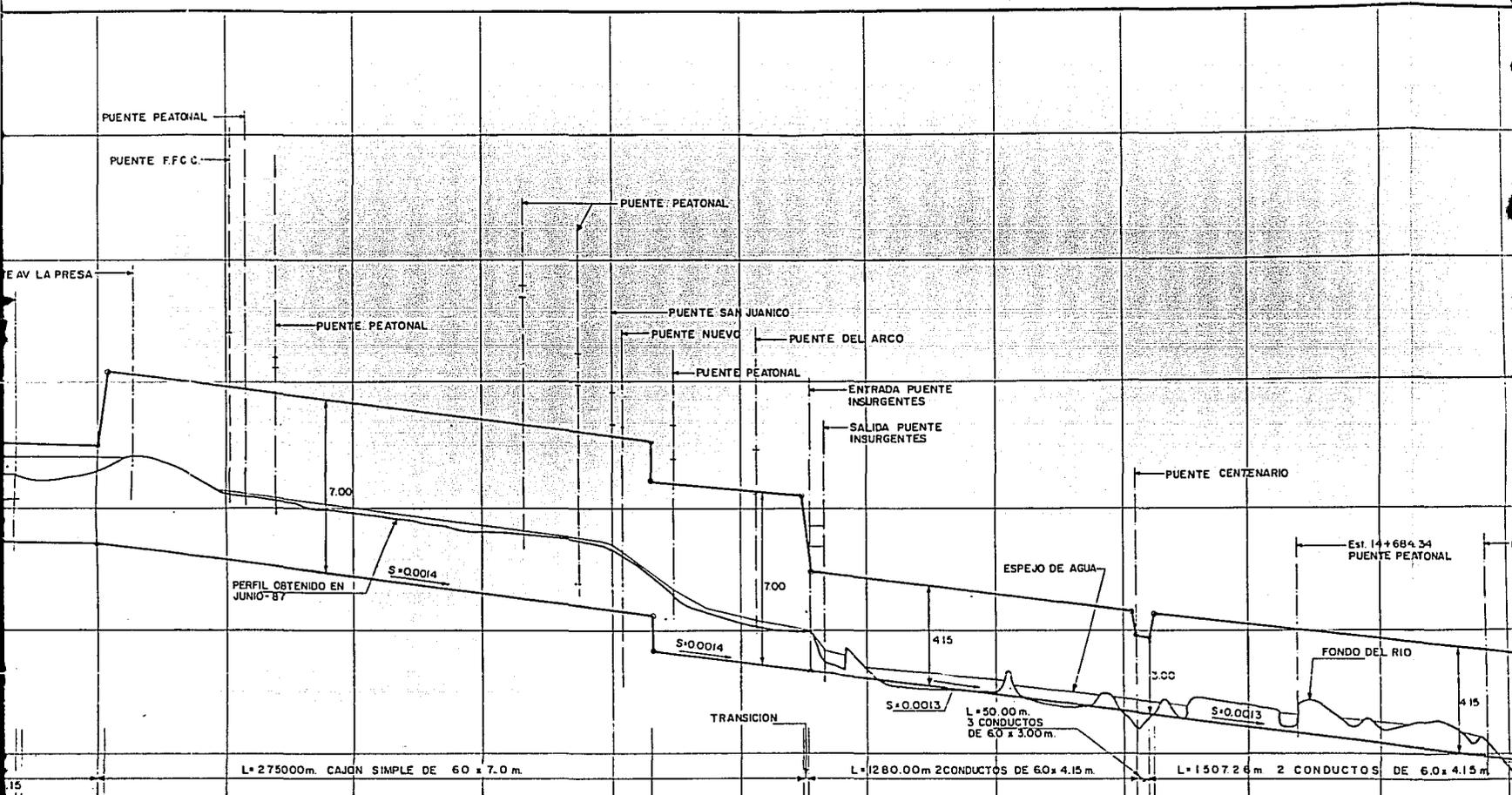
ELEVACIONES EN (m)



CADENAMIENTO	ELEVACIONES (m)		
	INTRADOS (SUPERIOR)	TERRENO (FONDO DEL RIO)	PLANTILLA
0+000.00	2249.420	2251.590	2249.420
0+245.00	2249.175	2249.200	2249.175
0+500.00	2247.920	2248.700	2247.920
1+000.00	2247.420	2247.800	2247.420
1+500.00	2246.920	2245.700	2246.920
2+000.00	2246.420	2245.250	2246.420
2+330.00	2246.090	2244.777	2246.090
2+440.00	2245.980	2244.800	2245.980
2+450.00	2242.960	2246.480	2242.960
2+500.00	2242.930	2244.400	2242.930
3+000.00	2242.430	2243.750	2242.430
3+500.00	2241.930	2243.480	2241.930
4+000.00	2241.430	2242.920	2241.430
4+136.00	2241.292	2242.550	2241.292
4+250.00	2241.142	2242.650	2241.142
4+500.00	2240.892	2242.700	2240.892



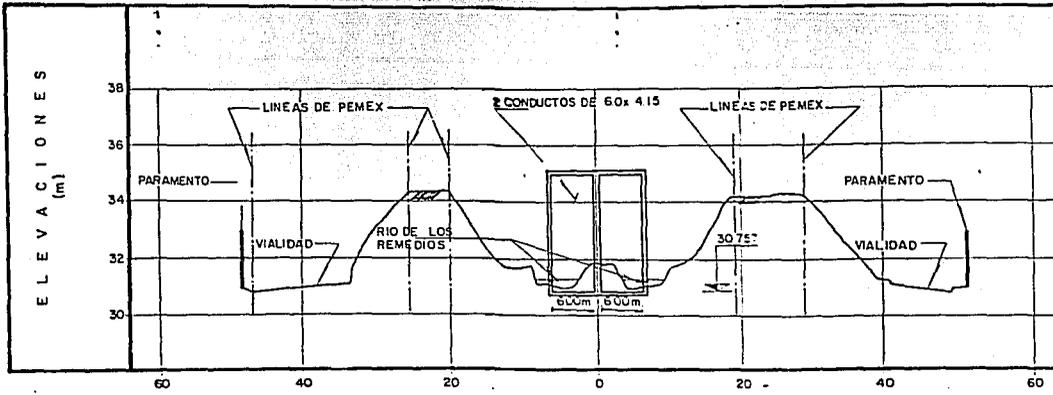
5+500.00	2240.172	2242.360	2244.172
5+584.18	2240.147	2242.300	2244.147
5+784.18	2240.087	2241.600	2244.087
6+100.00	2240.022	2241.840	2244.022
6+130.68		2244.480	
6+140.68	2239.979	2244.400	2243.479
6+270.68	2239.850	2245.550	2243.350
6+280.68		2245.600	
6+500.00	2239.781	2242.710	2243.781
6+810.00	2239.692	2240.080	2243.692
6+820.27	2239.684	2242.200	2243.684
6+917.00	2239.597	2241.700	2243.597
7+000.00	2239.570	2241.710	2243.570
7+500.00	2239.422	2241.300	2243.422
8+000.00	2239.272	2241.500	2243.272
8+040.00	2239.260	2243.260	
8+100.00	2239.244	2244.854	
8+115.00	2239.227	2244.828	
8+200.00	2239.152	2241.870	2242.152
8+220.00	2239.122	2244.922	
9+500.00	2239.038	2241.700	2244.438
9+680.60	2238.988	2241.240	2244.268
9+706.60	2238.974	2241.240	2244.268
10+000.00	2238.914	2241.300	2244.314
10+020.00	2238.897	2241.300	2244.314
9+500.00	2238.579	2241.340	2242.729
9+680.60	2239.471	2241.380	2242.621
9+706.60	2239.455	2241.320	2242.605
10+000.00	2238.279	2241.470	2242.429
10+020.00	2238.267	2241.550	2242.567
10+500.00	2237.595	2240.600	2244.595
11+000.00	2236.895	2239.660	2243.895



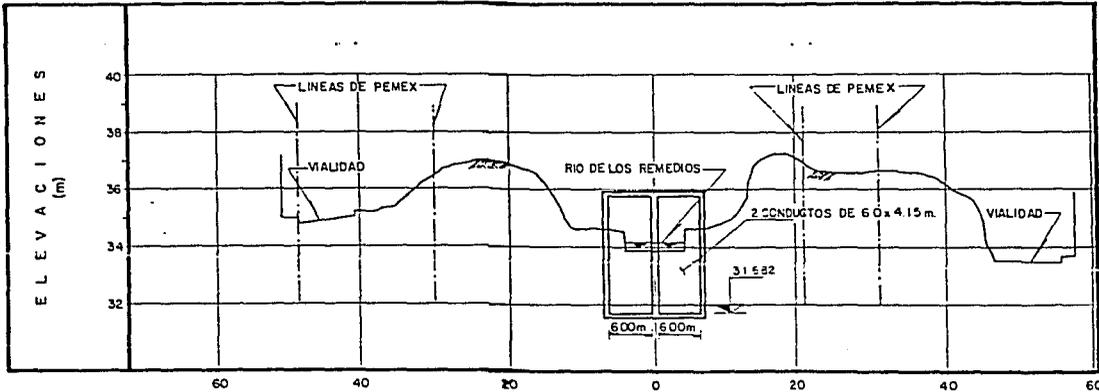
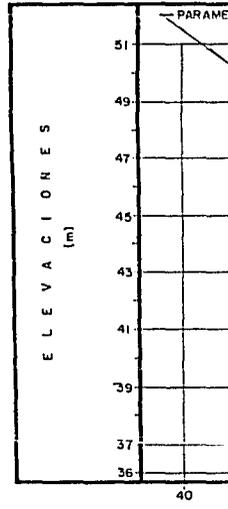
91680.00	2235.474	22413.00	2242.621
91706.60	2236.455	22413.20	2242.605
104000.00	2236.279	2241.470	2242.429
104020.00	2236.267	2241.530	2243.267
104500.00	2237.595	2240.600	2244.595
114000.00	2236.695	2239.660	2243.895
114500.00	2236.195	2238.890	2243.195
124000.00	2235.495	2238.210	2242.495
124150.00	2235.295	2237.150	2242.285
	2234.120		2241.120
124500.00	2233.630	2235.300	2240.630
124750.00	2233.280	2234.910	2240.280
124770.00	2233.252	2234.900	2237.402
134000.00	2232.953	2233.400	2237.103
134500.00	2232.303	2232.920	2236.453
144000.00	2231.653	2231.650	2235.803
144010.00	2231.653	2231.350	2234.886
144020.00	2231.653	2231.500	2234.518
144120.00	2231.440	2231.510	2235.640
144500.00	2230.996	2232.000	2235.146
154000.00	2230.346	2231.040	2234.496
154000.00	2229.656	2229.650	2233.846

ESCALA HORIZONTAL 1:10,000
 ESCALA VERTICAL 1:100

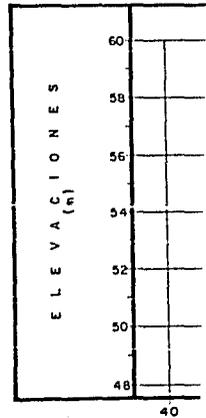
P E R F I L D E S A F

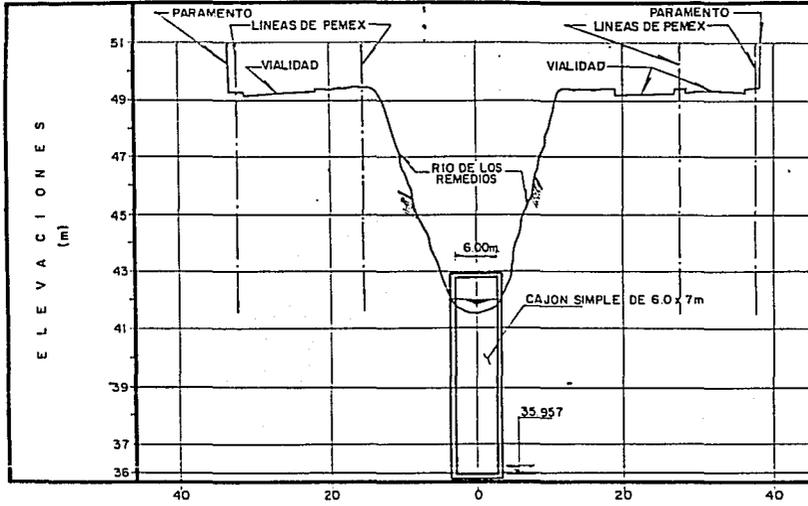
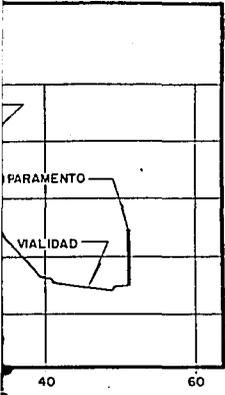


SECCION 1 Km. 14+684.00

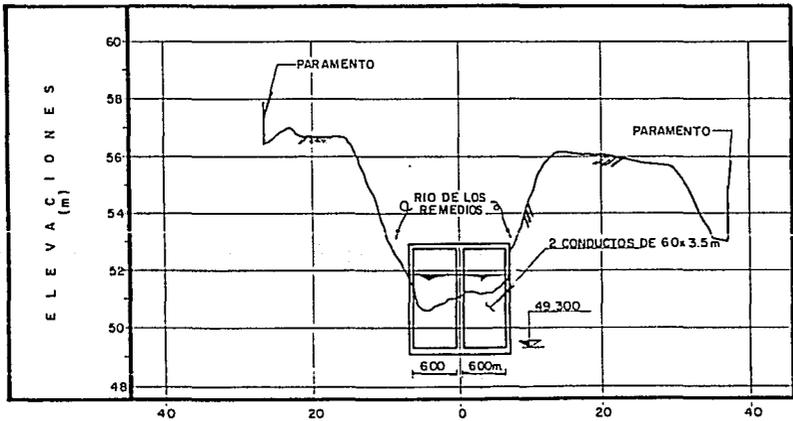
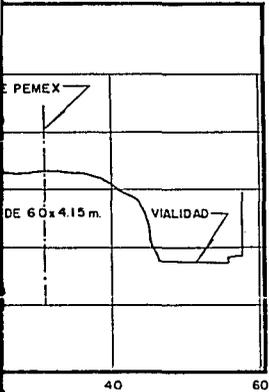


SECCION 2 Km. 13+978.00

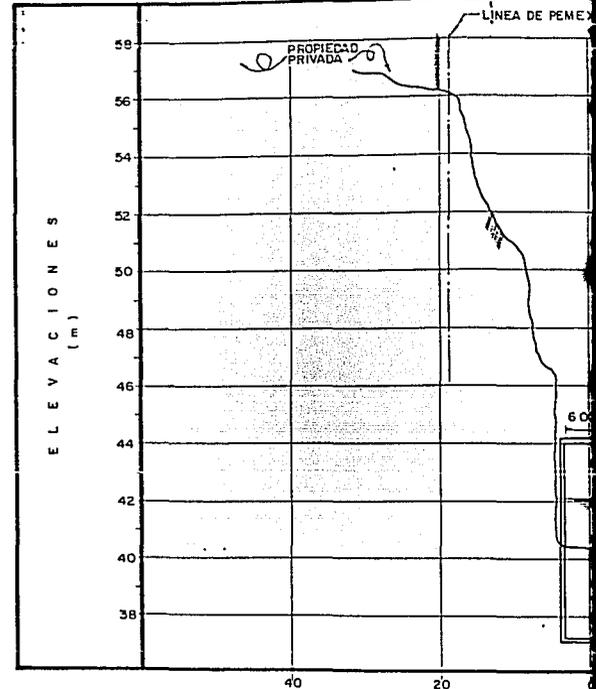




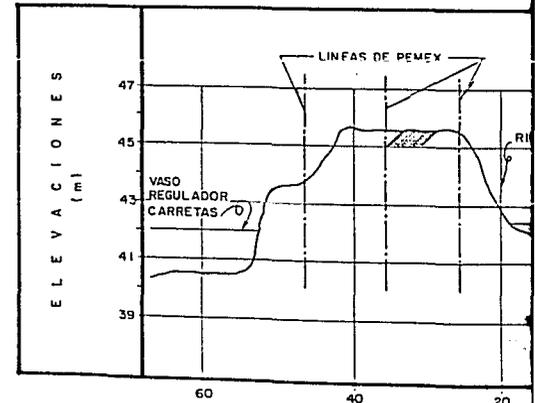
SECCION 3 Km. 11+670.00



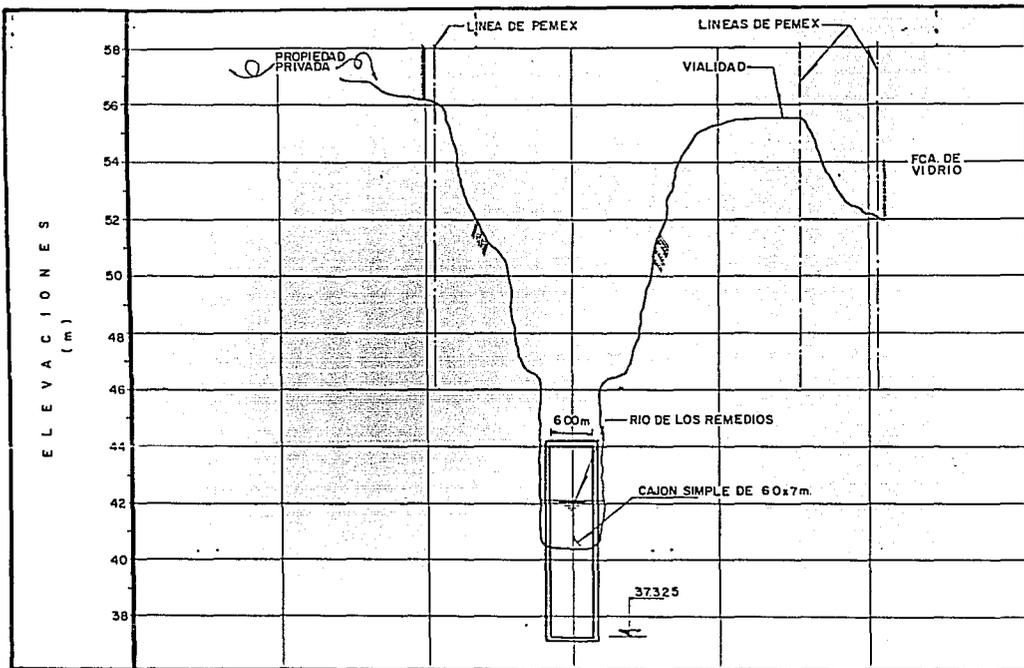
SECCION 9 Km. 0+120.00



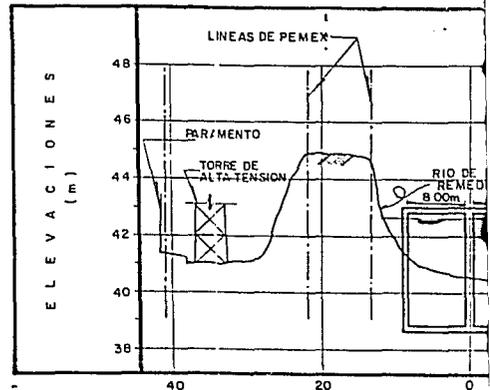
SECCION 4 Km. 11+670.00



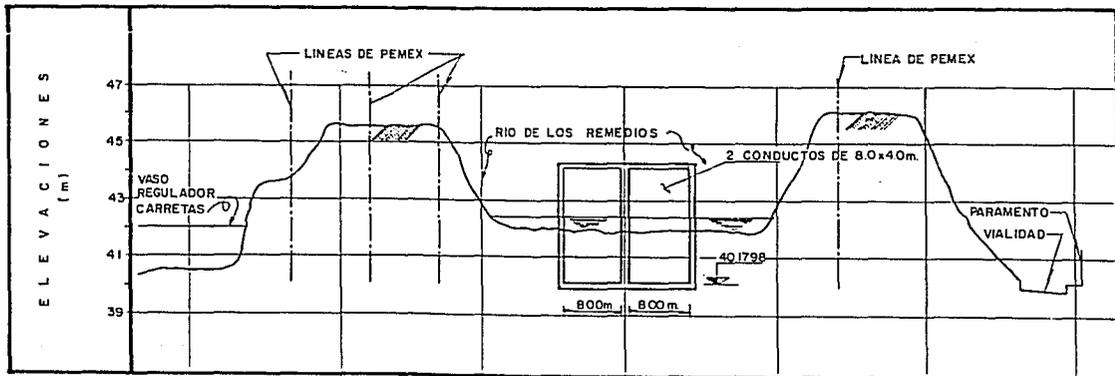
O P O R E L C A J O N D E L R I O



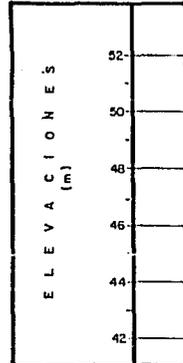
SECCION 4 Km. 10+693.15



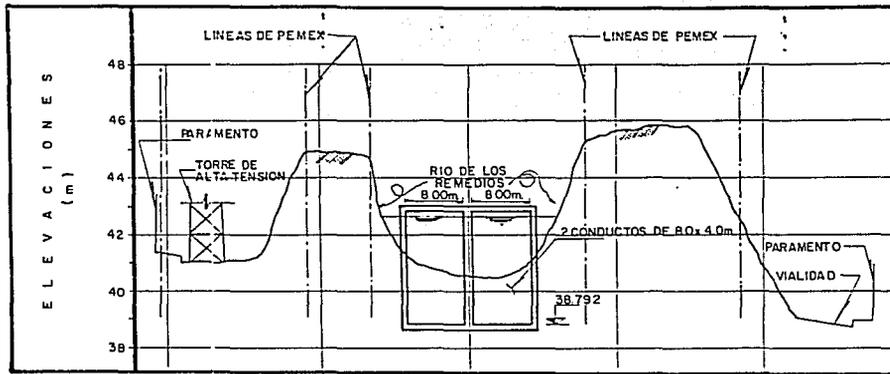
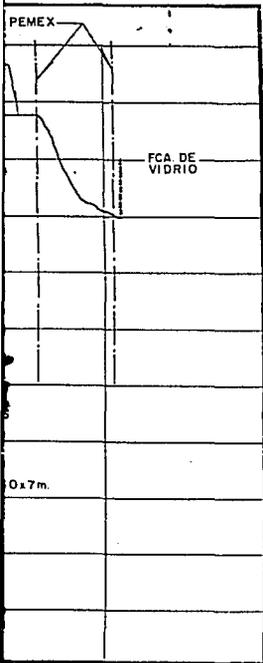
SECCION 5 Km.



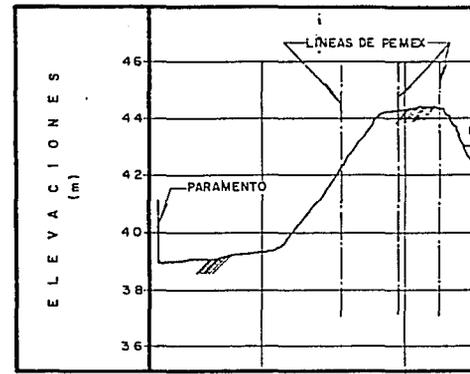
SECCION 7 Km. 5+474.00



N DEL RIO DE LOS REMEDIOS



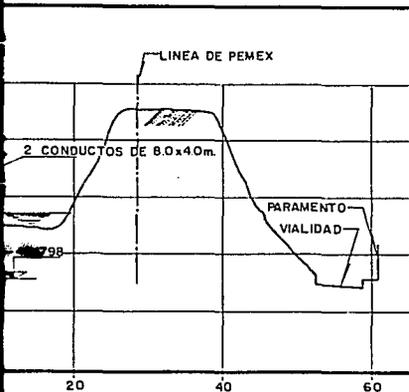
SECCION 5 Km. 9 + 145.00



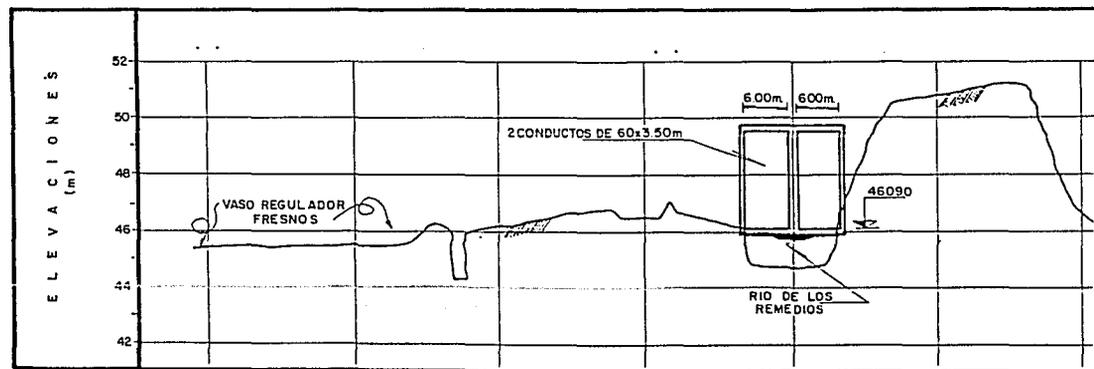
SECC

0x7m.

40

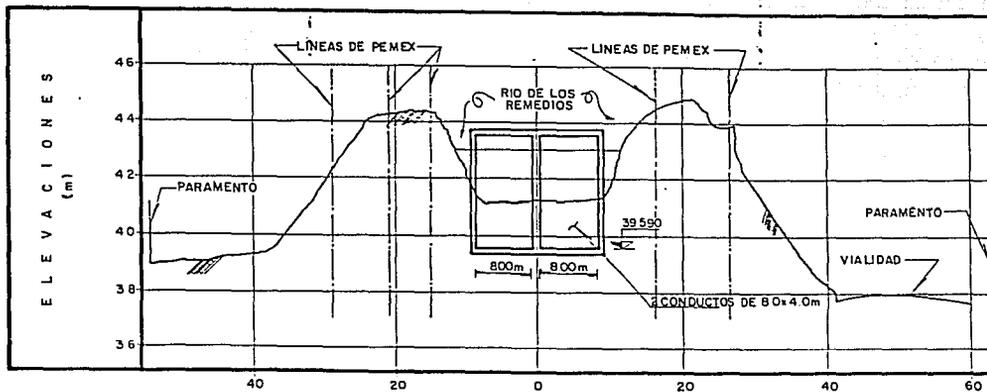
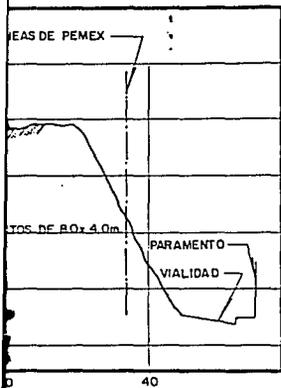


74.00

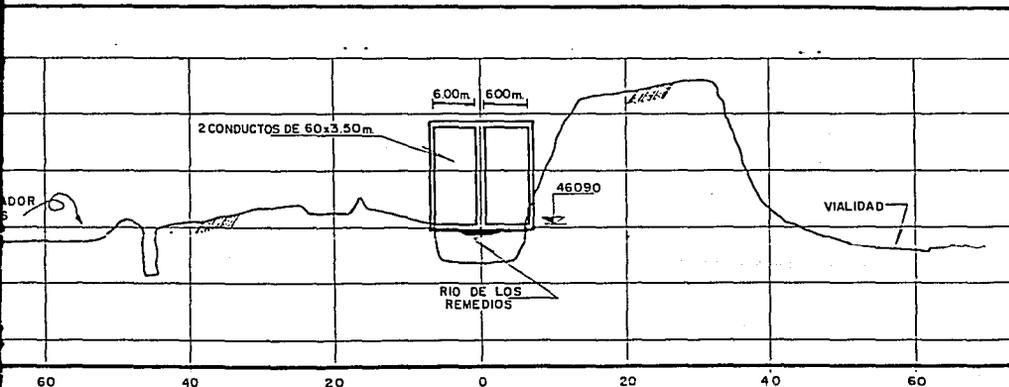


SECCION 8 Km. 2 + 330.00

LOS REMEDIOS



SECCION 6 Km. 6 + 924.24



SECCION 8 Km. 2 + 330.00

NOTAS :

- 1: EL PERFIL SE TOMO DE PLANOS DE LEVANTAMIENTOS REALIZADOS POR EL INGENIERO MOORTIZ EN DIVERSAS FECHAS.
- 2: LAS SECCIONES FUERON LEVANTADAS POR GATIC, EN JULIO DE 1991
- 3: EN LAS SECCIONES LA ESCALA VERTICAL ES 1:100 Y LA ESCALA HORIZONTAL ES 1:1000
- 4: EL PERFIL ESTA TOMADO POR EJE DEL ENTUBAMIENTO.

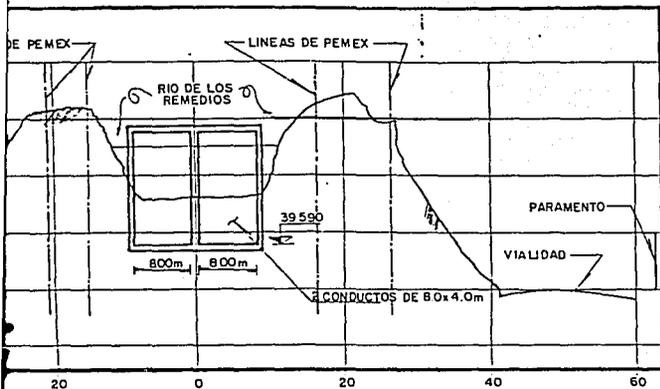
UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO HIDRAULICO-GEOMETRICO DEL ENTUBAMIENTO DEL RIO DE LOS REMEDIOS
ANTEPROYECTO
 PERFIL Y SECCIONES
 DEL INGENIERO QUINTANA MARRIÑO J.F.
 Y MUNICIPIO DE TLANAHUAYAN Y ECATEPEC DE MEXICO

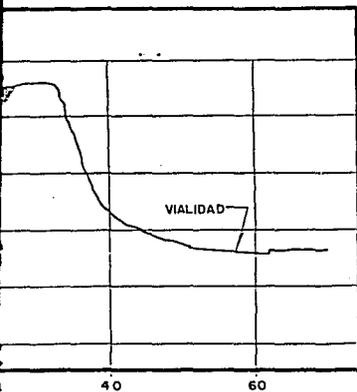
TESIS PROFESIONAL
 LUIS A LOPEZ LOYO

MEXICO, D.F. 1992 ANEXO 421

I O S



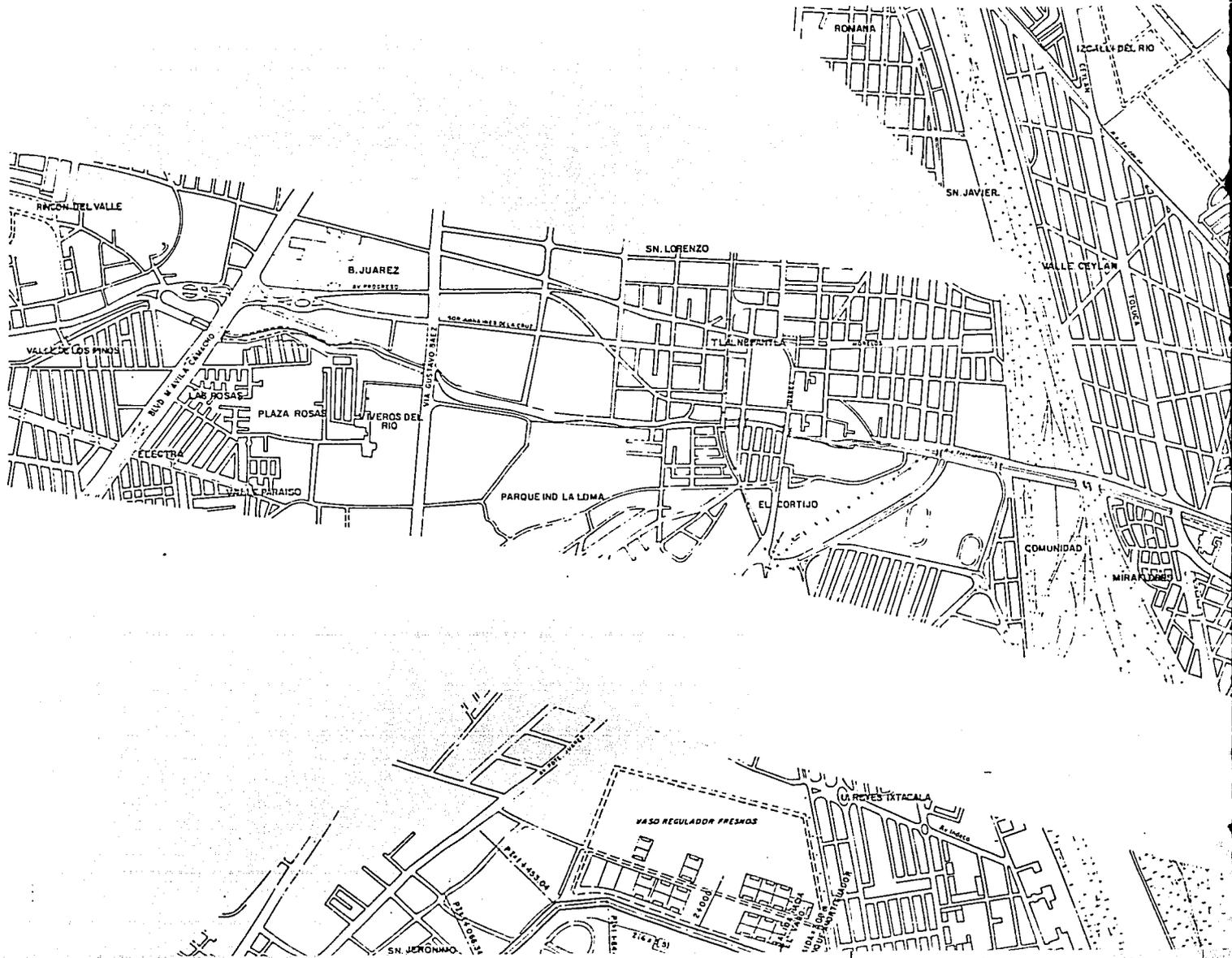
SECCION 6 Km. 6+924.24

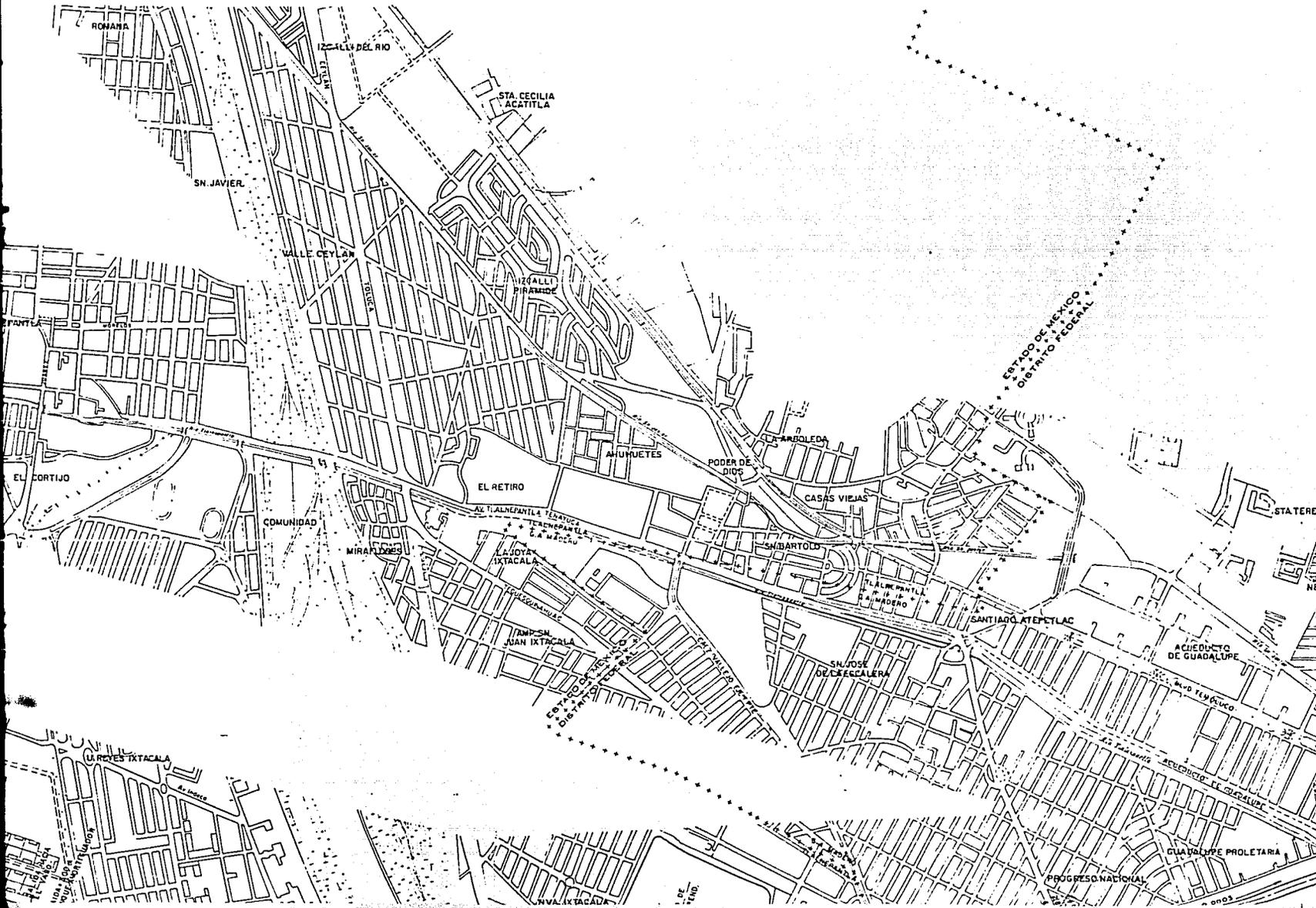


NOTAS :

- 1: EL PERFIL SE TOMO DE PLANOS DE LEVANTAMIENTOS REALIZADOS POR EL ING. GUILLERMO ORTIZ EN DIVERSAS FECHAS.
- 2: LAS SECCIONES FUERON LEVANTADAS POR CATIC, EN JULIO DE 1991.
- 3: EN LAS SECCIONES LA ESCALA VERTICAL ES 1:100 Y LA ESCALA HORIZONTAL ES 1:400.
- 4: EL PERFIL ESTA TOMADO POR EJE DEL ENTUBAMIENTO.

<h1 style="margin: 0;">UNAM</h1> <p style="margin: 0;">FACULTAD DE INGENIERIA</p>
<p style="font-size: small; margin: 0;">PROYECTO HIDRAULICO-GEOMETRICO DEL ENTUBAMIENTO DEL RIO DE LOS REMEDIOS ANTEPROYECTO PERFIL Y SECCIONES DEL LUGAR GUSTAVO A MADRIGAL Y MUNICIPIOS DE TLAXIQUILTEPEC Y ECATEPEC, EDO DE MEX.</p>
<p style="font-weight: bold; margin: 0;">TESIS PROFESIONAL</p> <p style="font-weight: bold; margin: 0;">LUIS A LOPEZ LOYO</p>
<p style="font-size: x-small; margin: 0;">MEXICO, D.F. 1992 ANEXO 4 212</p>





ROMANA

VALLE DEL RIO

STA. CECILIA ACATITLA

SN. JAVIER

VALLE CEYLAN

VALLE DE LA PAZ

ESTADO DE MEXICO
DISTRITO FEDERAL

EL CORTIJO

COMUNIDAD

EL RETIRO

ANHUETES

PODER DE DIOS

PAROLEDA

CASAS VIEJAS

SN. BARTOLOME

MIRAFLORES

LA JOYA IXTACALA

JUAN IXTACALA

SN. JOSE DE CEBALERA

SANTIAGO ATETZTLAC

ACUEDUCTO DE GUADALUPE

URBES IXTACALA

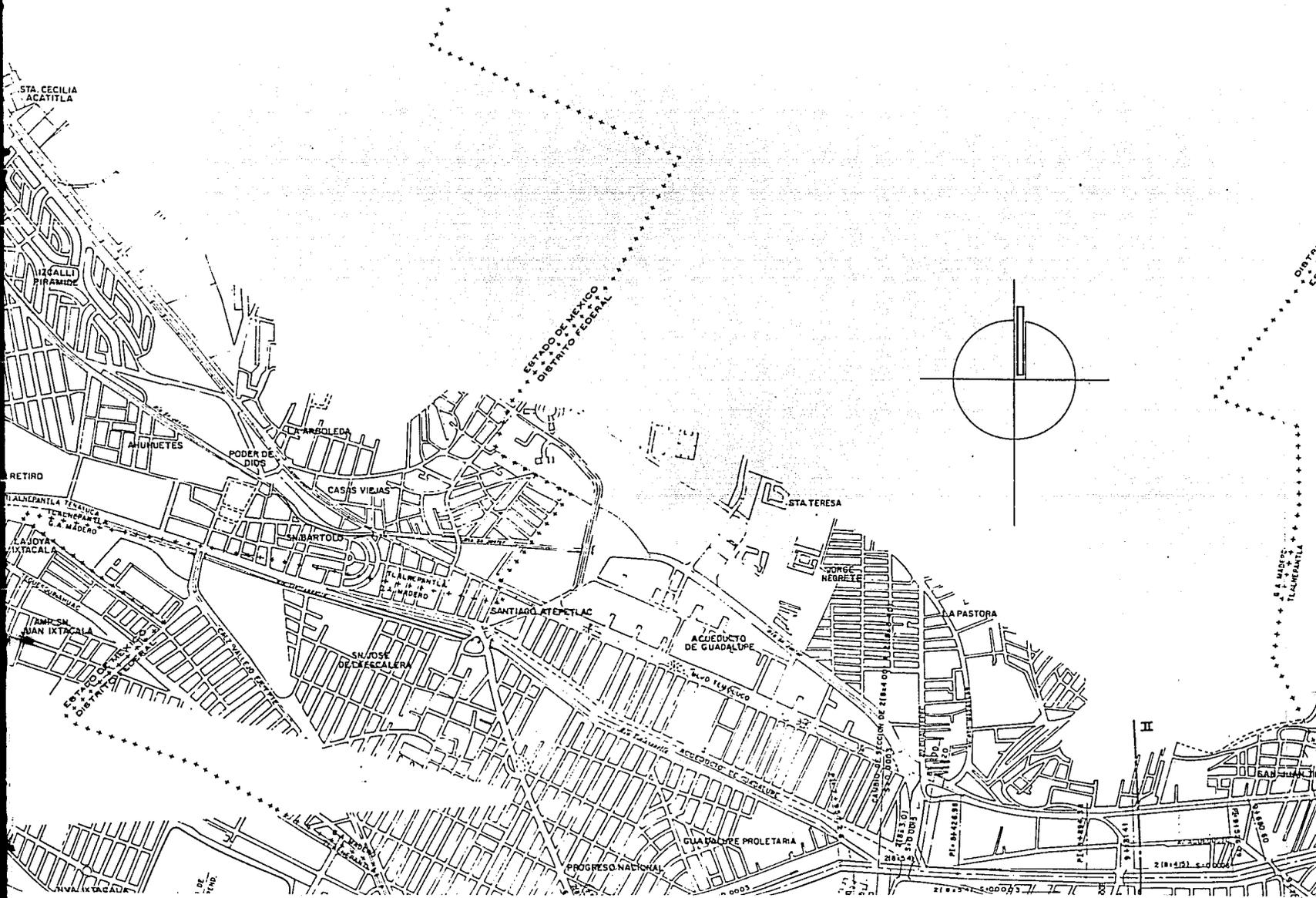
PROGRESO NACIONAL

GUADALUPE PROLETARIA

URBES IXTACALA

LA DE TENO

0003



STA. CECILIA
ACATITLA

IZGALLI
PIRAMIDE

ANHUETES

RETIRO

TALAMPANTLA PENASCO
TENENPATLA
C.A. MADERO

LA JOYA
IXTACALA

ANIMAS
SAN JUAN IXTACALA

ESTADO DE MEXICO
DISTRITO FEDERAL

ANIMAS
IXTACALA

PODER DE
DIOS

LA ARBOLEDA

CASAS VIEJAS

SN. BARTOLOME

TALAMPANTLA
C.A. MADERO

SN. JOSE
DE ESCALERA

SANTIAGO ATEPETLAC

STA. TERESA

JORGE
NEGRETE

LA PASTORA

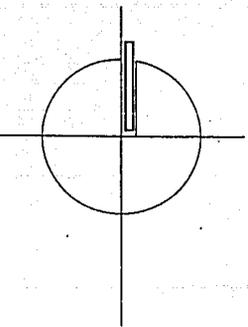
ACUEDUCTO
DE GUADALUPE

ACERDOTE DE GUADALUPE

GUADALUPE PROLETARIA

PROGRESO NACIONAL

ESTADO DE MEXICO
DISTRITO FEDERAL



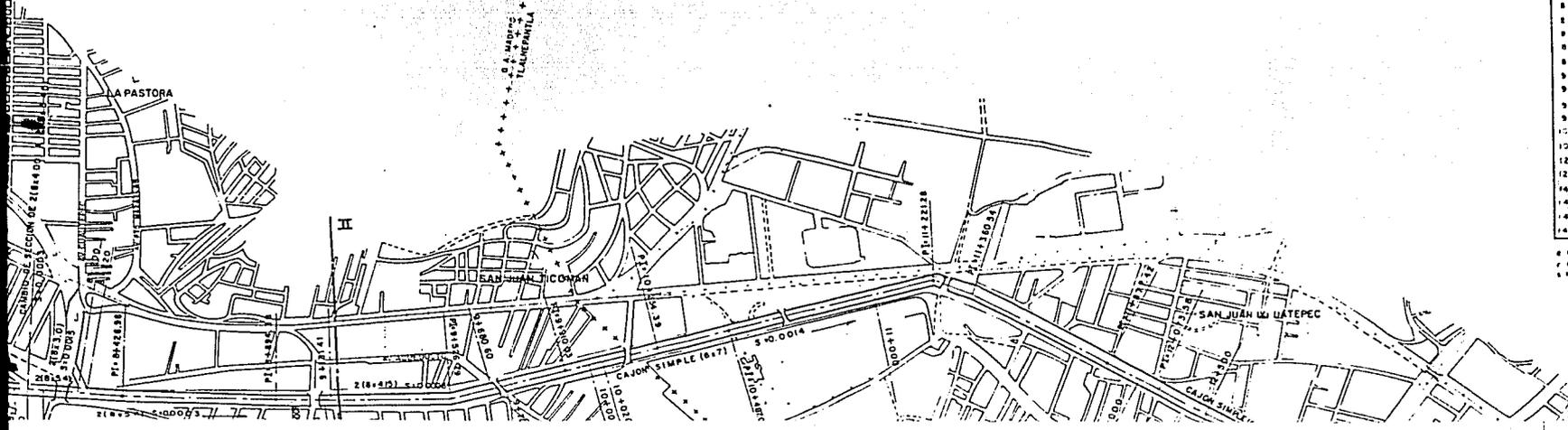
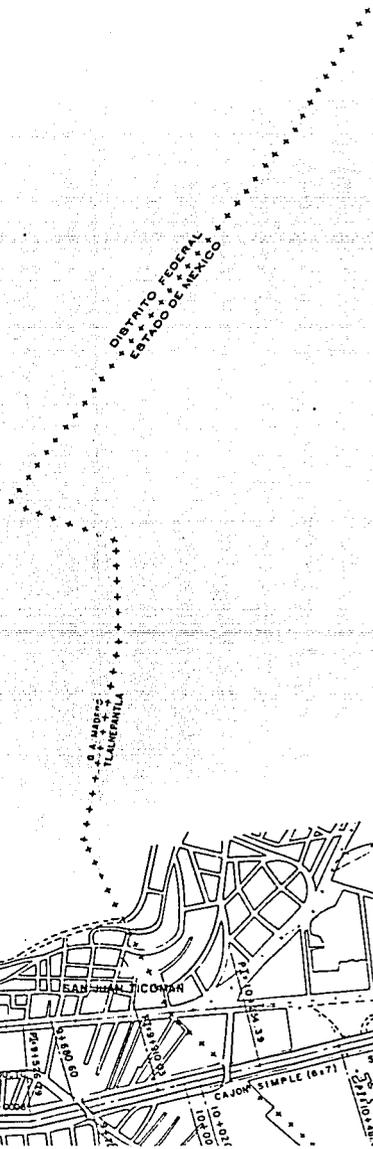
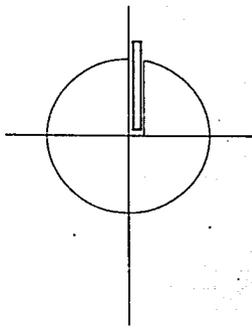
DISTRITO FEDERAL

ESTADO DE MEXICO
DISTRITO FEDERAL

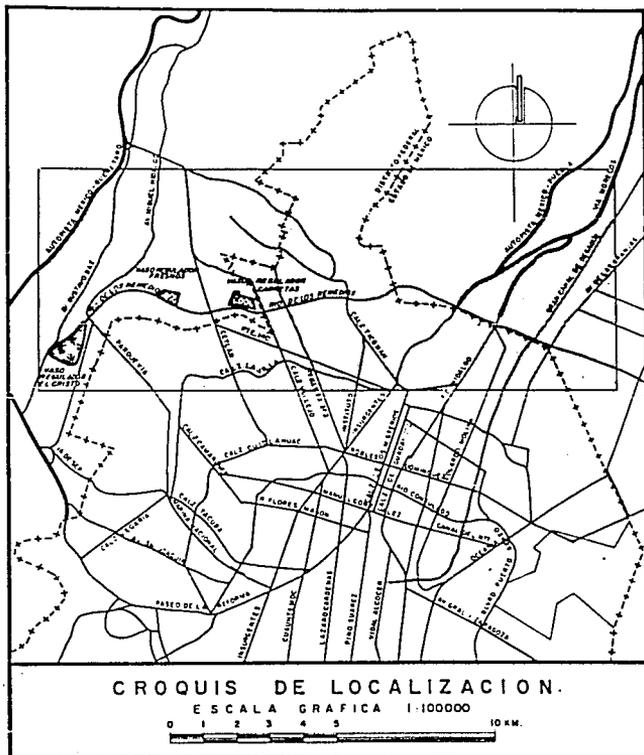
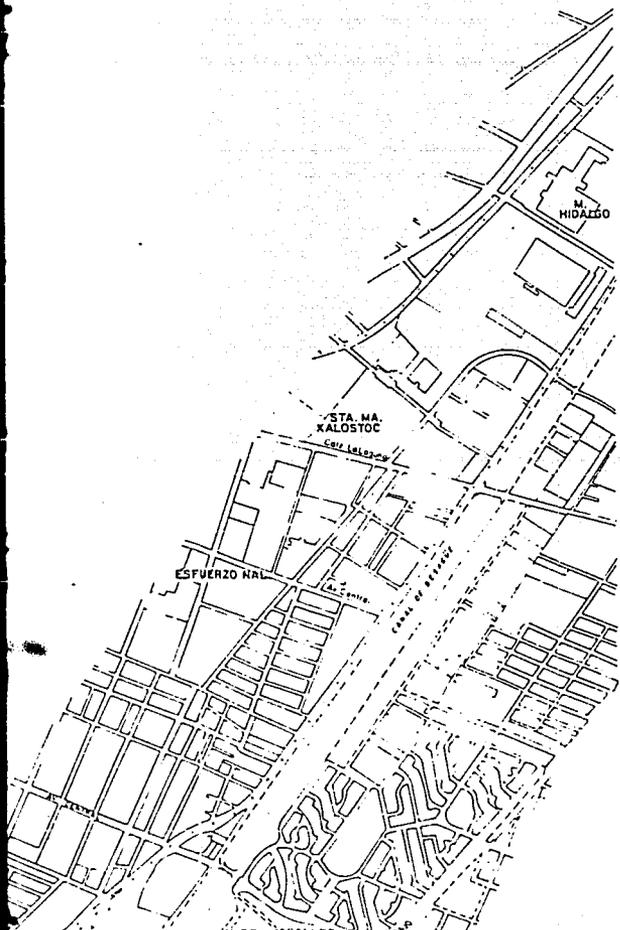
H

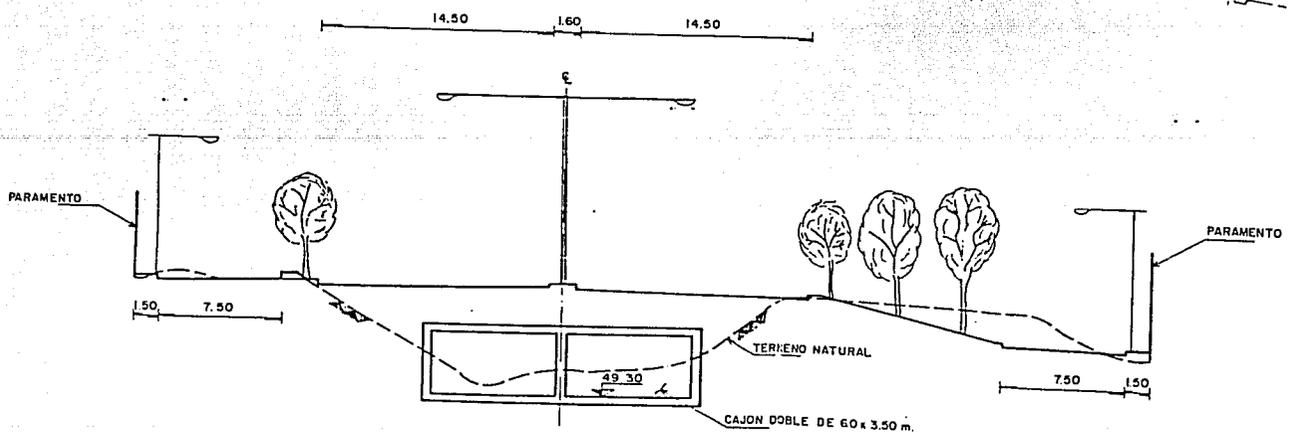
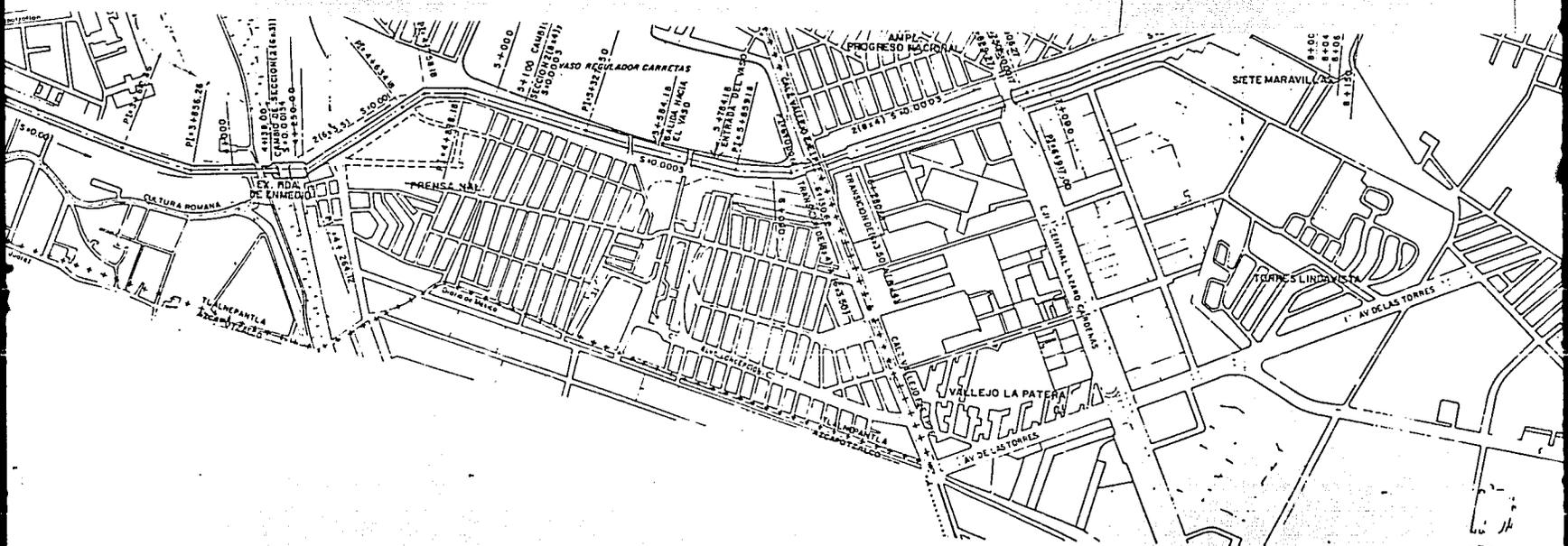
SAN JUAN

218-4121

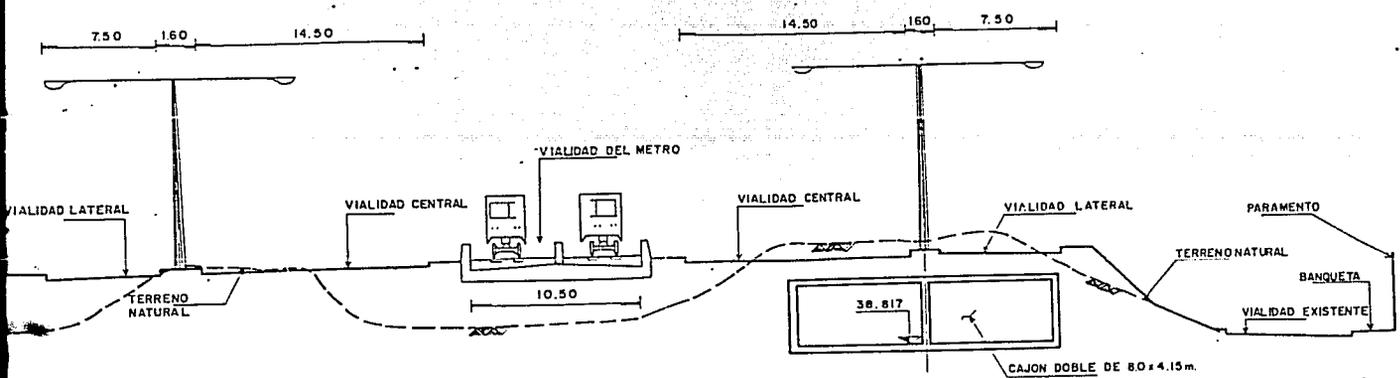
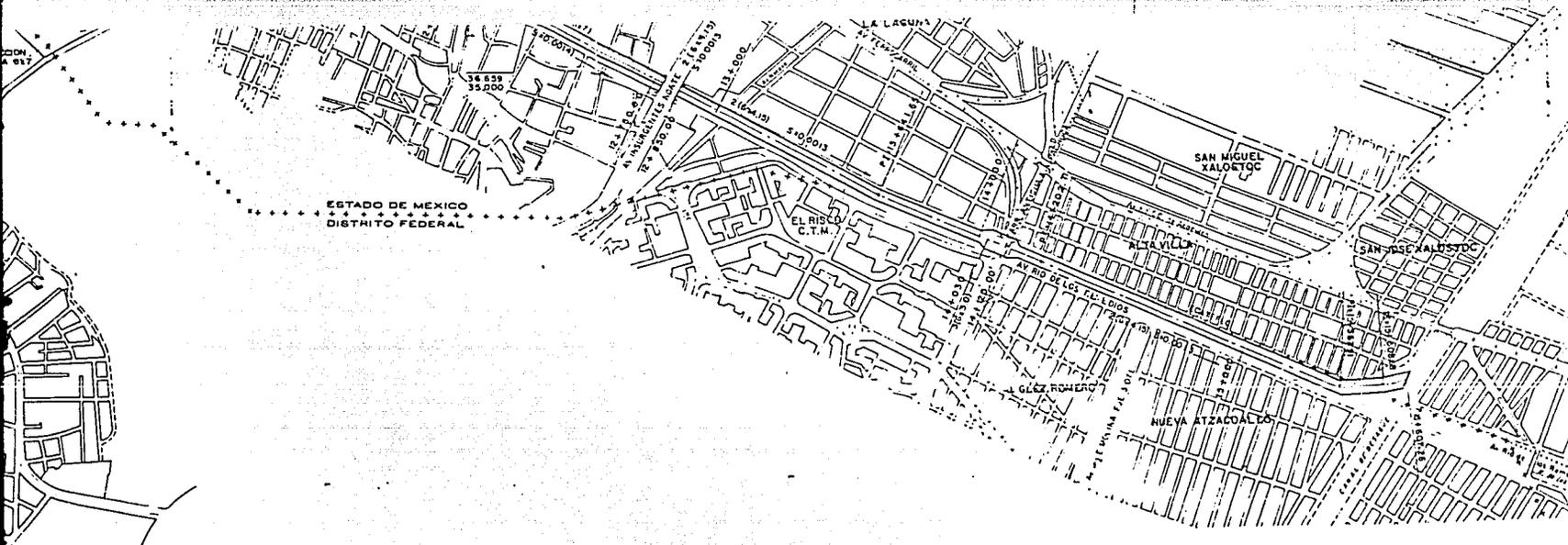


CANTIDADES ESTIMADAS DE OBRA		
C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD
EXCAVACION	m ³	610,200
RELLENO COMPACTADO	m ³	1'787,500
CONCRETO f'c = 250 kg/cm ²	m ³	247,524
ACERO DE REFUERZO DE 1/2" B	Ton.	24,752
CIMBRAS	m ²	557,657





SECCION TIPO I (Km 0+120)
 ACOT EN CM ESC. 1:200



SECCION TIPO II (Km 9+145)
 ACOT. EN M ESC. 1:200

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- CATIC S.A de C.V. Trabajo del Dimensionamiento Hidráulico y Geométrico del Entubamiento del Río de los Remedios. México, Dic., 1991.
- 2.- CIEPS S.C. Formulas Practicas para la Estimación de Caudales en las del Poniente del D.F. México, D.F., Oct., 1982.
- 3.- Davis, C.V. Handbook of Applied Hydraulics. Mc-Graw Hill, 2nd. ed. New York, 1952.
- 4.- D.D.F. Planos de Uso del Suelo de los Programas Parciales de Desarrollo Urbano a Nivel Delegacional y Municipal. Atlas de la Ciudad de México.
- 5.- D.D.F., El Colegio de México.
- 6.- D.D.F., D.G.C.O.H. El Sistema Hidráulico del Distrito Federal. (Un Servicio Publico en Transición). México, 1982.
- 7.- D.D.F., D.G.C.O.H. Manual de Hidráulica Urbana. Vol. 1 y 3. México, Sep. 1982.

8.- Gumbel, J. L.

Statistical Theory of
Extreme Values and Some
Practical Applications.
National Bureau of Standards.
Washington. Feb., 1954.

9.- S.A.R.H., Comisión de Aguas
del Valle de México.

Boletines Hidrológicos,
México, 1975 - 1985.

10.- Sotelo Avila, G.

Apuntes de Hidráulica II.
U.N.A.M., D.I.C.T. y G.

11.- U.S. Department of
Interior.

Diseño de Presas Pequeñas.
Bureau of Reclamation. ed.
CECSA, México, 22, D.F.

12.- Vázquez Sánchez y
Tames Palomera.

Geología de la Cuenca de
México. Geología
Internacional. 28, 2. Pags.
133 - 190.