



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

SOLUCION INTEGRAL AL DRENAJE PLUVIAL DE
TALLERES EL ROSARIO Y OBRAS INDUCIDAS
SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO METRO
LINEA-6

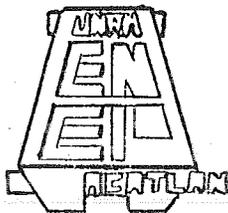
T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A N :

VICTOR MANUEL RODRIGUEZ SANTANA 7343750-9
JUAN JUAREZ VERTIZ 7320159-7
MARCO ANTONIO PEREZ PEREZ 7333728-9

M-0028710



ACATLAN, EDO. DE MEXICO

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México

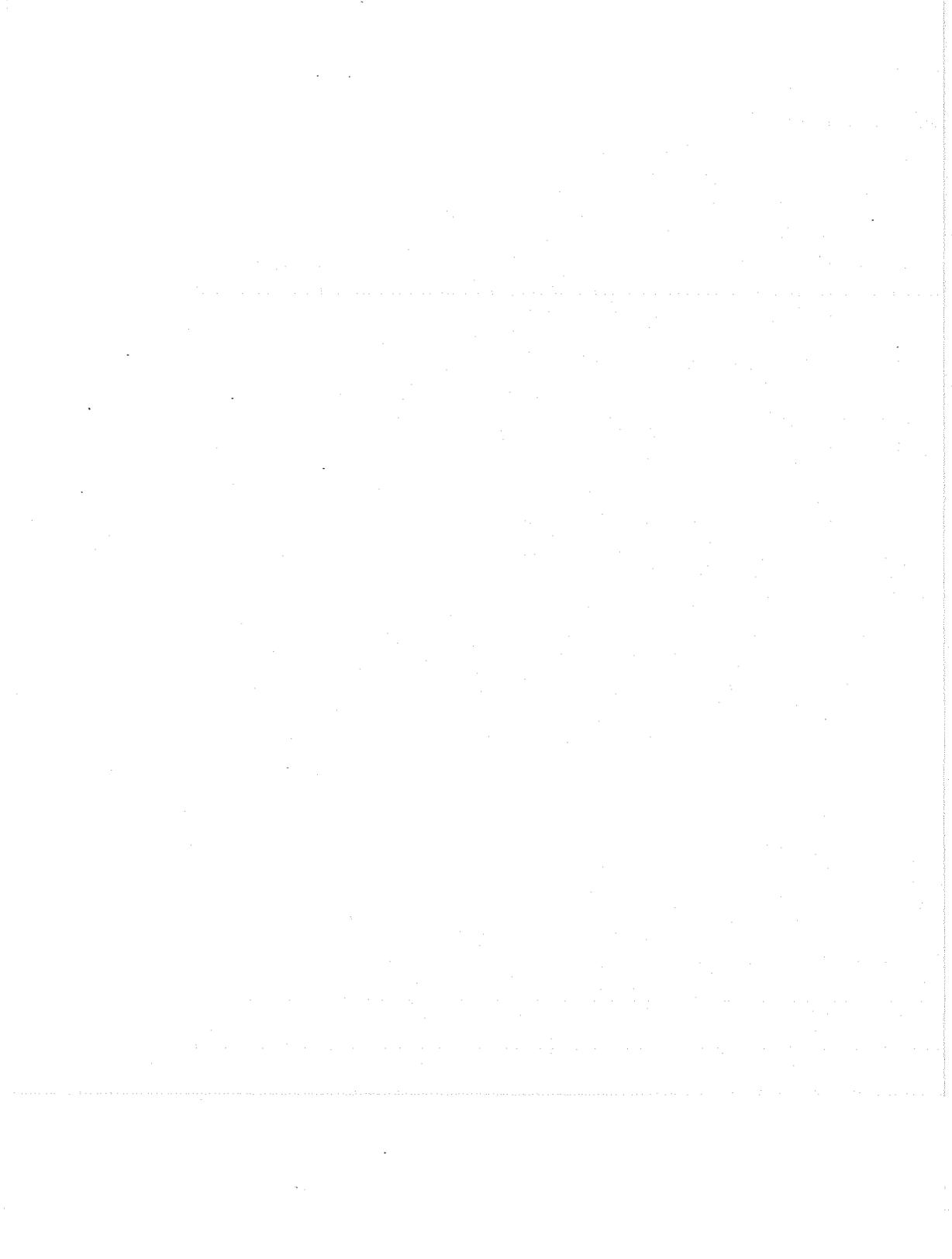


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



A la Universidad Nacional Autónoma
de México. Escuela Nacional de
Estudios Profesionales "Acatlán".

A todos los Inaenieros que
con su experiencia y enseñanza
hicieron posible este trabajo

A todos los profesores por
las horas dedicadas en nuestra
formación profesional.

Al Ina. Salvador Acevedo M.
por su invaluable ayuda.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLÁN
COORDINACIÓN DEL PROGRAMA DE INGENIERÍA

CI/183/1984

SRES. MARCO ANTONIO PEREZ PEREZ,
JUAN JUAREZ VERTIZ Y
VICTOR MANUEL RODRIGUEZ SANTANA.
Alumnos de la Carrera de Ingeniería Civil.
P r e s e n t e s .

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha, 2 de enero de 1983, me complace notificarles que esta Coordinación tuvo a bien asignarles el siguiente tema de tesis: "Solución Integral al Drenaje Pluvial de Talleres El Rosario y Obras Inducidas Sistema de Transporte Colectivo Metro Línea-6", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Antecedentes y Generalidades.
- II.- Estudios previos.
- III.- Evaluación de alternativas.
- IV.- Hidrología e Hidráulica del Alcantarillado.
- V.- Red integral de drenaje.
- VI.- Proyecto definitivo.
- VII.- Obras inducidas.
- VIII.- Diseño estructural.
- IX.- Procedimientos constructivos generales.
- X.- Costos generales.
- Conclusiones y Recomendaciones.

Asímismo fue designado como Asesor de Tesis el Señor Ing. - Salvador Acevedo Márquez, profesor de esta Escuela.

Ruego a ustedes tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 26 de noviembre de 1984.

ING. ALEJANDRO RAMÍREZ SEPÉNA
Coordinador del Programa de Ingeniería.
PROGRAMA DE INGENIERÍA

SOLUCION INTEGRAL AL DRENAJE PLUVIAL DE TALLERES
 EL ROSARIO Y OBRAS INDUCIDAS
 SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO METRO
 LINEA - 6

INTRODUCCION

CAP. I)	Antecedentes y Generalidades.	1
CAP. II)	Estudios Previos.	11
	II:1 Antecedentes del lugar.	11
	II:2 Aspectos Técnicos.	13
	II:3 Planta General Talleres El Rosario.	24
CAP. III)	Evaluación de Alternativas.	28
	III:1 Descarga de los Colectores Parque Vía y el Rosario.	34
	III:2 Descarga al Drenaje Profundo.	36
	III:3 Descarga al Río de los Remedios.	36
	III:4 Descarga al Colector 15.	38
CAP. IV)	Hidrología e Hidráulica del Alcantarillado.	41
	IV:1 Importancia General de los Estudios Hidrológicos.	41
	IV:2 Métodos para Determinar el Caudal de Aguas Pluviales.	49
	IV:3 Hidráulica del Alcantarillado.	62
CAP. V)	Red Integral de Drenaje.	79
	V:1 Trazo de la Red.	79
	V:2 Evaluación de las Aguas Residuales.	82
	V:3 Cálculo de la Red.	85
	V:4 Secuencia de Cálculo de la Red.	89
CAP. VI)	Proyecto Definitivo.	95
	VI:1 Trazo Geométrico y Nivelación.	95
	VI:2 Estructuras Especiales de Trazo.	102
	VI:3 Detalles Geométricos.	107

CAP. VII)	Obras Inducidas.	111
	VII :1 Tipos de Interferencias.	111
	VII :2 Tipos de Tuberías para Líneas Primarias.	112
	VII :3 Desvíos de Agua Potable de 48 Ø.	120
	VII :4 Pérdida de Carga.	126
CAP. VIII)	Diseño Estructural.	138
	VIII:1 Cajas de Deflexión y Conexión.	138
	VIII:2 Atraques.	152
CAP. IX)	Procedimientos Constructivos Generales	162
CAP. X)	Costos Generales.	185

Conclusiones y Recomendaciones.

Bibliografía.

INTRODUCCION

En la actualidad el transporte se ha transformado en un factor determinante para el progreso de las ciudades, tanto en el ámbito social con los servicios públicos o en el importante campo del comercio en el que un transporte eficiente - permite la optimización de tiempo y costos redundando en beneficios económicos - para la sociedad.

Para la mayoría de las ciudades importantes con gran densidad demográfica - donde el problema de movilización masiva de pasajeros se ha agudizado, el sistema de transporte colectivo metro ha permitido satisfacer esta situación en buena medida. Por tal motivo el metro tiende a ser la columna vertebral del transporte urbano, auxiliado definitivamente por el servicio de autobuses, colectivos y taxis, tal como acontece en nuestro país donde el plan maestro del metro contempla mas de veinte líneas para el año 2030.

Es evidente que un sistema de transporte tan complejo como el referido tiene grandes requerimientos de mantenimiento por lo cual en lugares estratégicos, - generalmente en terminales de líneas, se han establecido talleres de mantenimiento y servicio para los convoyes. Específicamente en la línea seis con recorrido de la estación Rosario a la de Instituto del Petróleo en la segunda etapa de Metro y hasta la estación Martín Carrera en corto plazo, se ubicaron los talleres - el Rosario, mismos que con la estación, paraderos de autobuses y estacionamientos públicos tendrán una extensión de aproximadamente 33 hectáreas.

De lo anterior resulta imprescindible proveer a estas instalaciones de una red de drenaje que permita garantizar la continua operación del conjunto de talleres, paraderos y estacionamientos públicos.

El presente trabajo fundamentalmente se refiere al diseño de dicha red, en éste se da una visión general de la problemática de drenaje y de soluciones así como los detalles de la que finalmente fué adoptada, se destaca además del aspecto hidráulico el diseño estructural, especificaciones constructivas de algunas obras especiales para el alcantarillado y análisis de costos en general. - Aspectos de reelevante importancia en la vida práctica del Ingeniero Civil.

CAPITULO I

IMPORTANCIA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN EL SANEAMIENTO DEL MEDIO

Históricamente el auge y la decadencia de los estados y naciones aparece inevitablemente asociado al auge y decadencia de sus ciudades.

En todo país la potencialidad de los recursos humanos será mayor cuando sus habitantes cuenten con elementos que les permitan vivir en un ambiente de confort y salud. La salud pública será la base de su mayor o menor prosperidad y progreso.

Bastará recordar que los testimonios de la historia y de la arqueología indican que para poder vivir en una ciudad, la conservación de un ambiente propicio para la salud de sus habitantes es tan imprescindible como el mantenimiento de su poderío económico y político.

La salubridad pública es la encargada de controlar la relación del individuo con el medio ambiente e indicar las condiciones óptimas más favorables, con el fin de salvaguardarlo contra las condiciones adversas. Es así, que para planear de manera racional y efectiva las actividades de beneficio colectivo es necesaria la acción del médico, del ingeniero, del arquitecto, del economista, el sociólogo y de otros profesionistas, es decir, se necesita del concurso de representantes especializados en cada una de las diferentes áreas.

Es indudable que el agua es el elemento vital e indispensable para la vida y las actividades de la ciudad, es por eso que los sistemas de abastecimiento de agua tienen prioridad sobre cualquier otro de los servicios públicos. Sin embargo, no se puede perder de vista que el agua, una vez que ha sido utilizada por la comunidad es necesario recolectarla y disponer de ella de tal forma que no presente problemas sanitarios, no altere las condiciones de salud, confort y bienestar del ambiente comunitario.

Una buena manera de evacuar las aguas que han sido utilizadas por dicha comunidad, así como de los residuos industriales, lo es mediante el uso de sistemas de alcantarillado apropiados. Bajo cuyos sistemas es posible reducir las posibilidades de enfermedades de origen hídrico, ya que existe una relación entre la evacuación de las aguas servidas y el estado de salud de la población, dicha relación es de carácter directo e indirecto.

Relación de carácter directo: Es la reducción de las incidencias de ciertas enfermedades cuando la evacuación de las aguas residuales se lleva a cabo en las debidas condiciones. Entre cuyas enfermedades figuran: Cólera, fiebre tifoidea, paratíficas, disenterías, diarreas infantiles, ascariasis y otras.

Relación de carácter indirecto:

1. El mejoramiento de las condiciones higiénicas que favorecen el ambiente de la población.

2. El mejoramiento de las condiciones sanitarias del medio ambiente, - lo que repercute en un considerable descenso de morbilidad.
3. Ejecución de programas de saneamiento.
4. La morbilidad causada por falta de medios más elementales de saneamiento es perjudicial para la distribución del trabajo.

Es indudable tener en cuenta que todas las enfermedades pueden comba-- tirse con un buen saneamiento y en especial por medio de la debida evacuación de las aguas residuales, siendo aquí donde el Ingeniero debe interve-- nir para fijar la barrera que impida que las enfermedades se transmitan, a partir de las excretas contenidas en las aguas residuales.

DESARROLLO HISTORICO DEL ALCANTARILLADO

Se define como sistema de alcantarillado, al formado por conductos sub-- terráneos llamados alcantarillas, que sirven para el transporte de las --- aguas residuales y pluviales mezcladas con desechos, producto de la acti-- vidad de una población.

De las primeras obras de alcantarillado de que se tienen noticias co-- rresponden a las ciudades de Nínive y Babilonia, que datan del siglo VII - A.C., en donde se desalojaban por medio de tuberías las aguas servidas, -- arrastrando la materia fecal.

En la ciudad de Jerusalem se conducían las aguas residuales del templo y de la Ciudad hacia dos estanques en los que el agua pasaba por un proceso de separación, siendo utilizado el afluyente para el riego, y los lodos sedimentadores para el abono en los jardines del Valle de Cedrón.

En la Isla de Creta, 2 000 A. C., se hallaron vestigios sobre construcciones sanitarias dotadas de verdaderos sistemas domiciliarios de desagüe.

En las poblaciones griegas existen algunas obras de ésta naturaleza, que fueron construídas durante el esplendor griego, sin embargo, en Atenas estaba ampliamente difundido el uso de letrinas.

Entre los romanos conocían también las reglas higiénicas que deben aplicarse en los núcleos poblados, lo cual se manifiesta con el uso de letrinas reglamentado por las autoridades. Mencionaremos el caso de Tarquino, 588 años A.C., quien ordena construir la célebre "Cloaca Máxima" que consistía en un gran colector destinado a sanear el gran foro romano. Que hoy subsiste despues de 2 500 años.

Agripa fue otro personaje romano que se interesó en desarrollar construcciones de tipo sanitario, mandó construir una verdadera red de cloacas secundarias, a las que designaron con el nombre de "Cloaculas". Sin embargo, los conductos no se emplearon para la descarga de los albañales domiciliarios, se piensa que los desechos humanos se depositaban en canales especiales en las calles, de donde posteriormente eran lavados.

Dichos drenes y alcantarillados de Roma estaban entre las grandes estructuras de la antigüedad, fueron construídos primordialmente para el desagüe de las crecientes pluviales, y salvo casos muy especiales se hicieron conexiones directas de las casas o palacios.

El Comisionado Frontinus, fué otro personaje de origen romano, quien se interesó en regular la limpieza de la ciudad, así como para la remoción y arrastre de las alcantarillas, establece sus ordenanzas para el uso del alcantarillado, que indicaban lo siguiente: "Nadie puede desaguar excesos de agua sin haber recibido mi permiso o el de mi representante, porque es necesario que el agua sea utilizada no sólo para el abasto y limpieza de nuestra ciudad, sino también para el arrastre de las alcantarillas". Resulta asombroso hacer notar que desde los tiempos de Frontinus hasta la mitad del siglo XIX, no existió ningún progreso marcado en la ciencia del diseño y construcción sobre alcantarillado.

Otras fechas históricas de los avances logrados en los sistemas de alcantarillado son los realizados en Londres, pues en el año 1815 se permite la descarga de las materias fecales por primera vez en las alcantarillas de dicha ciudad.

Siendo obligatoria por ley entre los años 1847 - 1848, cuando el Parlamento Inglés creó la "Comisión Sanitaria Metropolitana", Comisión que elaboró los informes que claramente demostraron los intensos trabajos que sobre medidas sanitarias fueron desarrolladas. Es así como en el año 1850 se inician los trabajos del drenaje principal. Sin embargo, en el año ---

1854, aparece una gran epidemia de cólera que causa la muerte de 10 675 -- personas estableciéndose la conexión entre la contaminación del acueducto y la diseminación de la epidemia, se concluye que la ausencia de un al--cantarillado efectivo había sido el mayor obstáculo para combatirlo.

Fue así como en el año 1855, el Parlamento Inglés interviene nuevamen--te aprobando otra ley sobre el Manejo Adecuado de la Metrópoli de Londres, dando las bases para la creación de una comisión metropolitana de alcanta--rillado, cuya obra fue pronto realidad.

Durante estos años fueron muchas las ciudades que desarrollaron verda--deros sistemas de alcantarillado, entre las que podemos contar: París, -- Brooklin, New York, Montevideo, Boston, Hamburgo, etc. Llegándose a la -- conclusión de que para solucionar el problema de la producción de condi--ciones indeseables era necesario que los excrementos humanos fueran des---cargados en los alcantarillados pluviales, estableciéndose en los mismos -- la recolección adicional que fuera necesaria, esto trajo como consecuencia el nacimiento de los Sistemas de Alcantarillado Combinado.

Con lo anteriormente expuesto, aparentemente parecía la solución de -- éste tipo de problemas, sin embargo, las alcantarillas pluviales existen--tes, desaguaban en los arroyos o ríos mas cercanos al área metropolitana, cuyas aguas residuales iban adicionadas con las materias fecales, esto ---traía como consecuencia gran número de casos problemáticos, como fué el -- vencimiento de la capacidad receptora de los pequeños ríos y de los gran--des también, los que empezaron a fermentar y a crear condiciones de salud

indeseables, incrementándose esto principalmente con la época de estiaje, que generalmente coincide con el calor de verano.

La solución de estos problemas lo fue el tratamiento bajo diversos grados, de acuerdo con la capacidad receptora, de las aguas conducidas a través de alcantarillados sanitarios, que fueron reemplazados en esa función a los antiguos alcantarillados combinados.

Finalmente comentaremos sobre la construcción en París de los alcantarillados, que fueron hechos de grandes dimensiones, pues su altura es de 1.65 m y con un ancho de 0.70 m, pues se disenta que su limpieza debería ser cómoda para el trabajador. Además consideraban que todos los desechos incluidas las basuras, deberían ir a dar las cloacas para ser transportadas. En esta ciudad de París se discutió mucho por el año de 1820, sobre el método o la forma de eliminar las materias fecales, el problema consistía en como transportarlas, si en seco o con el auxilio de agua. Finalmente se decidió por el transporte con agua.

PANORAMA GENERAL EN FORMA CRONOLOGICA SOBRE EL DESARROLLO Y EVOLUCION DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN MEXICO.

En principio en la ciudad de México por el año de 1774, existían simples canales a cielo abierto, los que hacían la función de colectores y arroyos en las calles donde no existían ningún canal.

Fue así como en el año de 1783, el Virrey Don Matías de Gálvez, ordena la construcción de las primeras atarjeas cubiertas, en las céntricas -- calles de Palma. Posteriormente el Secretario del Virrey Revillagigedo -- manda construir más de trece kilómetros de atarjeas, lo cual sucede por el año de 1789 - 1794.

En el año de 1888, el Ing. Gayol es nombrado Jefe de la Comisión de -- Ingenieros encargados de resolver el problema del desagüe en la ciudad de México, pues fuertes lluvias inundaban durante varios meses la ciudad, cuyo hecho origina la instalación de la estación de bombeo de San Lázaro, -- que permite que las aguas bajen su nivel a una cota, tal que permitiera la construcción de atarjeas definitivas, sin esperar a que el agua terminara. Esto permite que en el año de 1896, se nombra como Director de la Junta -- Directiva de Saneamiento al Ing. Roberto Gayol.

FECHAS DE DATOS SOBRESALIENTES SOBRE DESARROLLO SANITARIO EN MEXICO

- 1897 - En el mes de marzo se inician los trabajos del primer colector, - pues se profundiza en canal de la Merced.
- 1901 - Se expide el primer Código Sanitario.
- 1925 - Terminación del alcantarillado en el sistema de drenaje y sanea-- miento de la ciudad, de acuerdo con el proyecto del Ing. R. Gayol.
- 1952 - Se construyen plantas de bombeo en el gran canal y en diversos -- puntos de la ciudad para el drenaje.
- 1954 - Se inicia la construcción de más de 150 km. de colectores de 1.22 m a 3.5 m de diámetro, los que se terminan en 1962.
- 1959 - Se inician los trabajos en el mes de septiembre de la construcción del interceptor poniente.
- 1959 - 1960, durante el mes de julio de 1960 se termina el interceptor - del Poniente, mismo que se inició 10 meses antes. Dicho conducto con dimensiones de 4.0 m de diámetro y 17 km de longitud, de los cuales 15 kms fueron de túnel.
- 1960 - Se terminan los trabajos del Colector 15, el cual drena una zona de 4 500 hectáreas, que es el mayor colector que cualquier otro - existente en la ciudad.
- 1963 - Se construye la segunda etapa del Interceptor Poniente, realizado por la SRH y el D.D.F. con una longitud de 30 km de desarrollo.

- 1964 - Se terminó el Interceptor Poniente (vaso del Cristo a Laguna de - Zumpango).
- 1965 - Nuevos sistemas de alcantarillado en el área de Xochimilco.
- 1967 - 1975, se construyó el Interceptor y Emisor Central, así como una parte del Interceptor Poniente (importante obra de la ingeniería mexicana, 65 km de túneles).
- 1979 - Se terminan los trabajos de entubamiento del Río Churubusco.

CAPITULO II

ESTUDIOS PREVIOS.

Para el desarrollo de cualquier proyecto ingenieril, se hace imprescindible el estudio de las condiciones del lugar, pues determinan la concepción del proyecto y su procedimiento constructivo. Es obvia la diferencia de llevar a cabo una excavación en un suelo 'seco' y de excavar en la presencia del nivel freático, pues en cada caso el equipo a utilizar depende del sitio. También resulta claro comparar el desarrollo constructivo de cualquier obra en una zona rural o en la zona urbana donde se presentan infinitud de obstáculos, ya sea, con las instalaciones existentes, el tránsito vehicular, peatonal, cruces con líneas de ferrocarril, y otras.

Es por lo anterior que los estudios previos, de cualquier índole, ya sean; topográficos, de mecánica de suelos, hidrológicos, económicos - sociales, etc., son necesarios para la realización de cualquier obra.

II. 1.

Antecedentes del Lugar.-

Localización.- La zona en estudio se encuentra al noroeste del centro de la ciudad en la colonia Ejidos de San Martín Xochináhuac, en el límite de la Delegación Azcapotzalco y el Estado de México.

Zonificación.- En general las casas habitación son de uno y dos niveles aunque en los últimos años se han desarrollado múltiples unidades habitacionales en las que predominan los edificios multifamiliares, -- sus calles en la mayoría se encuentran pavimentadas y con banquetas. - Se localizan también importantes centros educativos entre los que figuran: La Universidad Metropolitana, el C. C. H. Azcapotzalco, Colegio de Bachilleres " El Rosario ", así como varias escuelas primarias y -- secundarias. En cuanto a centros comerciales se refiere realmente --- existen pocos de importancia, agregados a los mercados populares.

Servicios.- Agua Potable.- La totalidad de los predios cuenta con su toma domiciliaria. En la zona existen, además de las líneas secundarias, líneas primarias de 48" \emptyset y 20" \emptyset .

Alcantarillado.- El sistema es de tipo combinado con diámetros desde 30 cm hasta colectores como el Mimosas de 91 cm., y el Parque Vía las Armas de 152 cm.

Energía Eléctrica y Teléfonos.- Estos servicios son tanto privado como público.

El servicio de gas se hace mediante camiones repartidores de cilindros económicos y el abastecimiento a los tanques estacionarios.

Transporte.- Es muy variado cuenta con autobuses, trolebuses, colectivos, taxis, etc., los autobuses y colectivos tanto del Distrito Federal como del Estado de México.

Existen importantes vialidades que comunican la zona con el

resto del Distrito Federal y el Estado de México, entre las que se encuentran: avenida Aquiles Serdán, Tezozómoc, eje 5 Norte, calzada el Rosario y las Armas entre otras.

II.2.

Aspectos Técnicos.

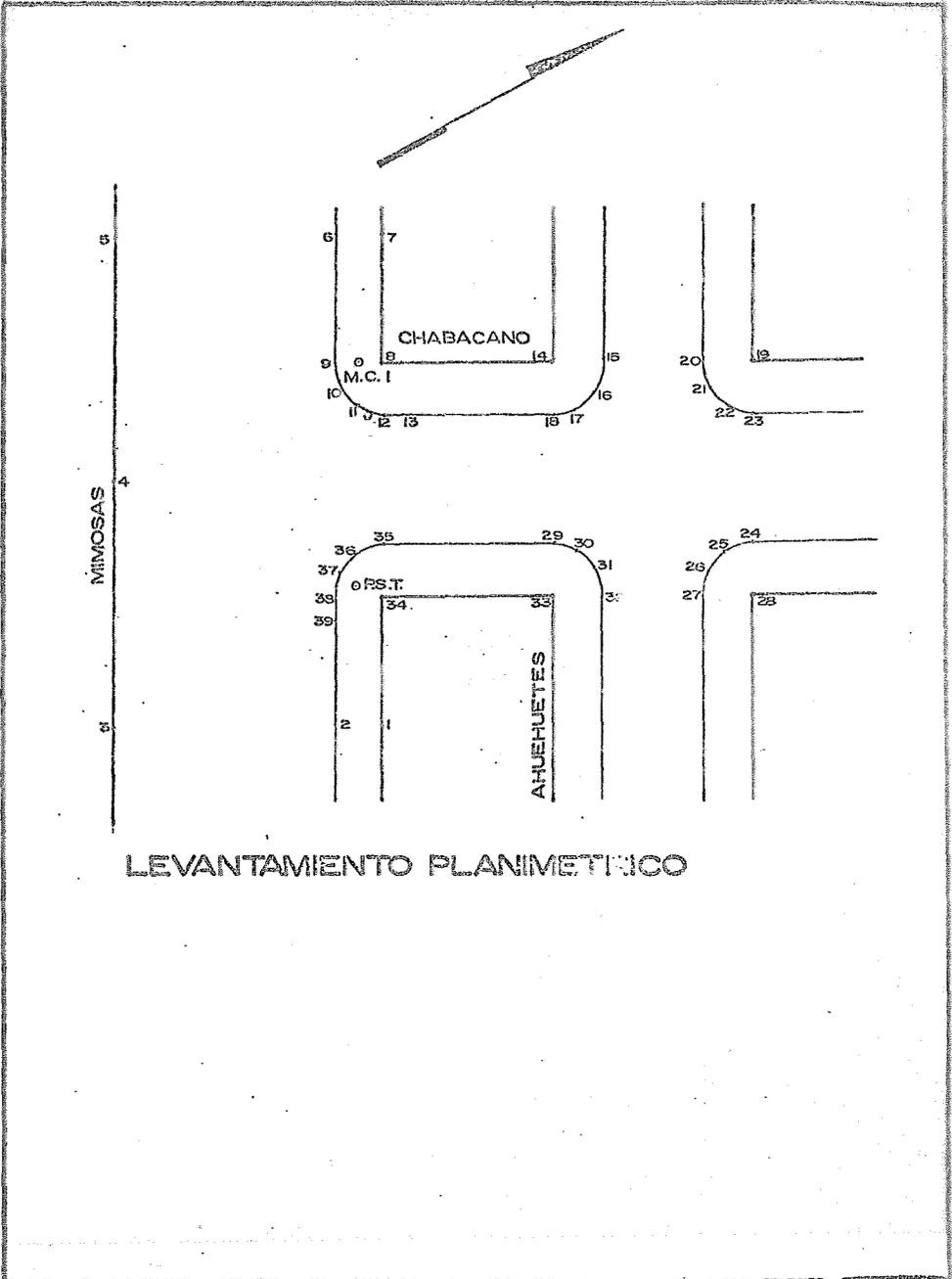
II.2a. Levantamiento planimétrico.

Planimetría.- Es la ubicación de los puntos proyectados en un plano horizontal sin importar sus elevaciones.

El levantamiento inicia con un reconocimiento fotogramétrico - con el cual se determinan las condiciones generales del sitio en cuanto a calles; amplitud, estrechez, cerradas, etc., una vez hecho esto, se procede al levantamiento a detalle, mediante al apoyo topográfico.

El levantamiento a detalle se hace de la siguiente manera:

Se trazan polígonos de apoyo por el centro de las calles, si no es posible esto, también puede correrse por las banquetas ligándolos entre sí donde todos y cada uno de ellos deberán cerrar lineal y angularmente. Posteriormente en los cruceros de estos se instala el tránsito efectuándose las radiaciones y medidas a los puntos que determinan la configuración de la zona, como pueden ser las esquinas de las calles.



LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO

II.2b, Levantamientos altimétricos,

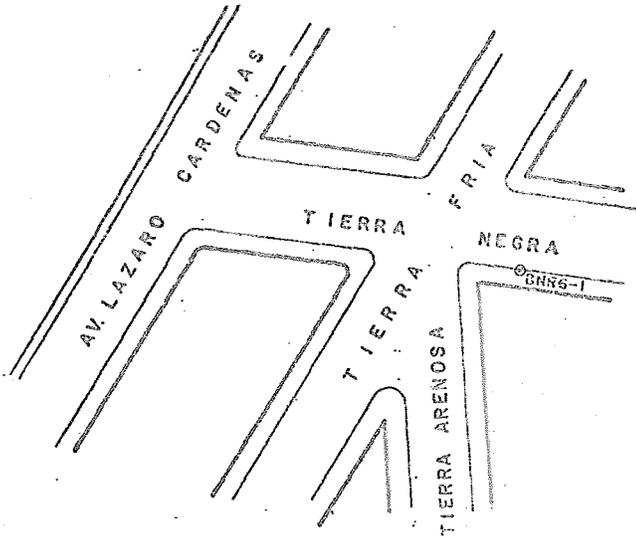
Altimetría.- Tiene por objeto determinar la diferencia de elevaciones en los puntos ubicados en el terreno.

Los niveles de los puntos se toman sobre diversos planos de comparación, utilizándose comunmente el nivel del mar. Estos puntos son conocidos con el nombre de cotas, elevaciones o alturas.

Para realizar la construcción del metro y de sus obras inducidas se apoyaron en el Banco de Nivel ubicado en la zona de Atzacolco, D. F., con una elevación de 2245.008 m.s.n.m., correspondiente a la red de precisión de la Comisión de Aguas del Valle de México. Con respecto a éste se ubicaron los bancos auxiliares profundos, próximos a las zonas de trabajo y situados en puntos estratégicos en cuanto a su fácil acceso y ubicación.

Debido a las características y especificaciones tan rígidas de este proyecto, y a los problemas de asentamientos diferenciales en el Valle de México, estos bancos son renivelados periódicamente.

A continuación se presentan los bancos más importantes de apoyo en esta zona, su ubicación y su nivel de acuerdo con la última fecha de revisión.



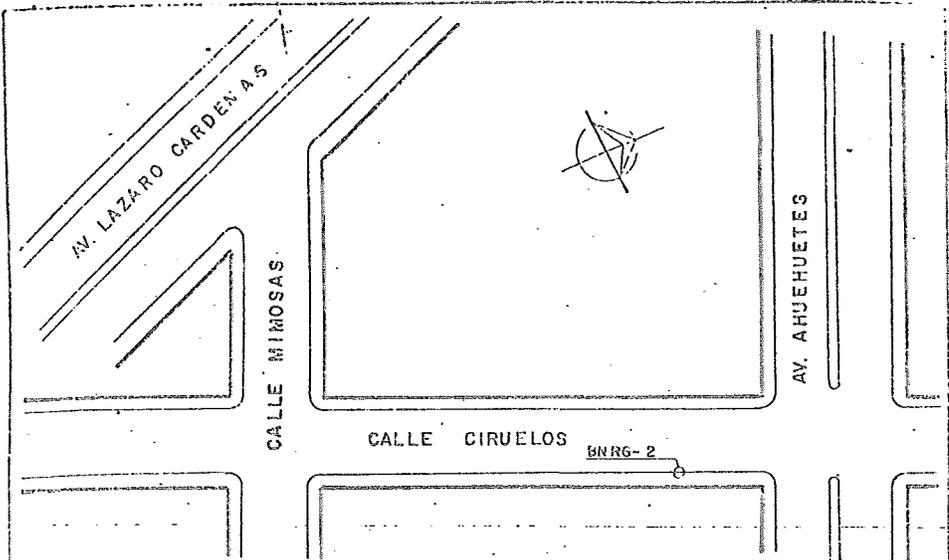
NIVELADOR	BANCO DE PARTIDA		FECHA DE ELEVACION		ELEVACION OBTENIDA	OBSERVACIONES
	Nº	FECHA	FECHA	NIVELACION		
A. SOLIS A.				8-EL-79	2245.326	

NOTAS.

- 1 - EL ORIGEN DE COTAS B.N.P. ATZACOALCO
ELEVACION 2245.008 M S N M
- 2 - BNR6-1 EN SALIENTE, GRABADO EN GUARNICION BANQUETA SUR CALLE
TIERRA NEGRA A 56mts. APROX. DE LA AV. LAZARO CARDENAS.

BANCO DE NIVEL N.º BNR6-1

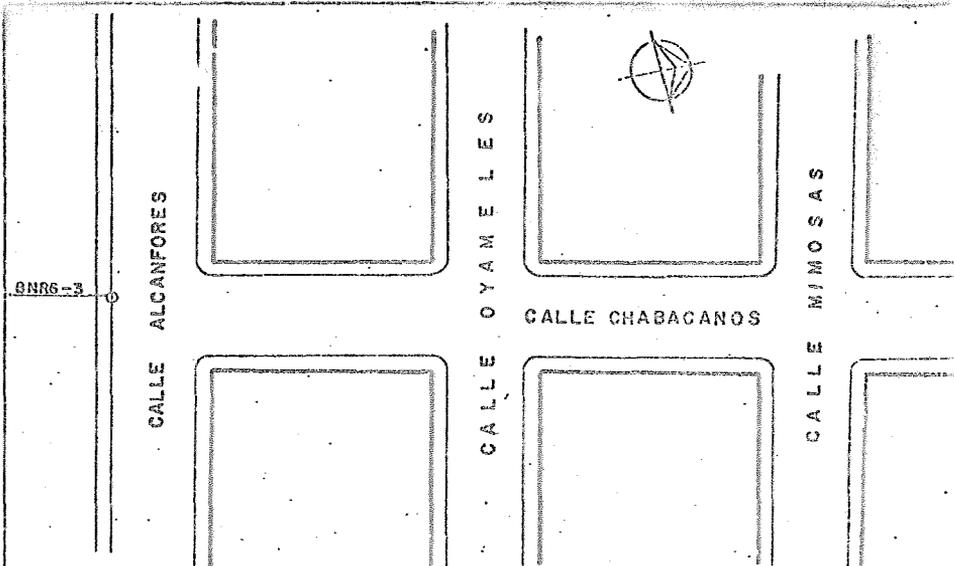
LINEA No. 6 TRAMO TEZOZUCO - EL ROSARIO



NIVELADOR	BANCO DE PARTIDA		FECHA DE NIVELACION	ELEVACION OBTENIDA	OBSERVACIONES
	Nº	FECHA			
ASOLISA			8-III-79	2245.236	

- NOTAS:
- EL ORIGEN DE COTAS B.N.P. ATZACOALCO ELEVACION 2245 008 M S N M
 - BNRG-2 EN SALIENTE GRABADO EN BANQUETA ORIENTE CALLE CIRUELOS Y A 80.00mts. APROX. DE LA CALLE MIMOSAS.

BANCO DE NIVEL No. BNRG-2
 LINEA No. 6 TRAMO. TZOZOMOC-EL ROSARIO



NIVELADOR	BANCO DE PARTIDA		FECHA DE NIVELACION	ELEVACION ORIENTADA	OBSERVACIONES	ACERQUE
	Nº	FECHA				
A. SOLIS A.			7-III-79	22.44.541		

NOTAS.

1. EL ORIGEN DE COTAS B N P ATZACOALCO ELEVACION 2245 008 M S.N.M
2. BNR6-3 EN CABEZA DE CLAVO ACERADO, FINO EN LA BANQUETA SUR DE LA CALLE ALCANFORES- A 100.00mts APROX. AL SUR DEL CRUCE DE LAS CALLES MIMOSAS Y CHABACANOS.

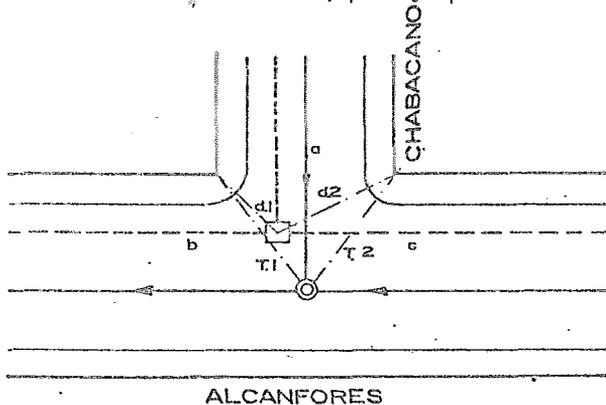
BANCO DE NIVEL No. BNR6-3
 LINEA No. 6 TRAMO. ATZACAPITZALCO-TECOCHECOS

II.2c. Levantamiento de Instalaciones Municipales,

Una vez que se cuenta con el levantamiento planimétrico y altimétrico estamos en la posibilidad de establecer la ubicación de las instalaciones municipales existentes. Así como las condiciones en que se encuentran.

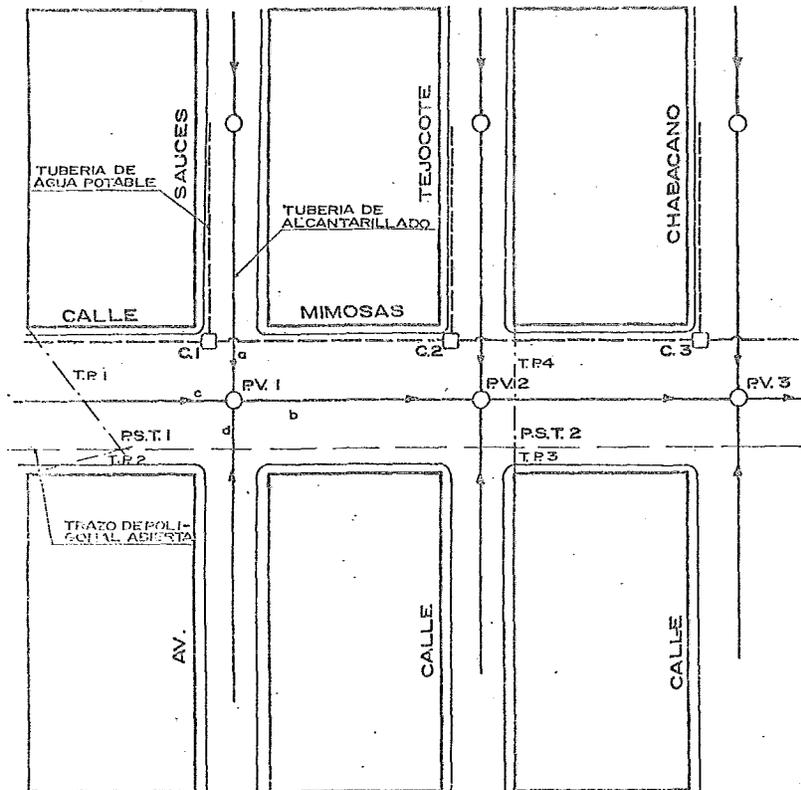
En general para la localización de las instalaciones existentes se utilizan dos métodos.

- 1). A partir del levantamiento planimétrico se toman distancias de puntos bien determinados hacia el centro del brocal del pozo o bien de caja de agua potable, según sea el caso. Estos puntos de referencia pueden ser las esquinas de la bocacalle, por ejemplo:



- 2). El segundo método, consistente en el trazo previo de una poligonal "abierta", la cual también se apoya en los puntos establecidos de la planimetría. Una vez definido el trazo, se hacen radiaciones para localizar la estructura (pozo o caja de agua), midiendo la distancia de la estación del aparato al centro de la estructura en cuestión.

Ejemplo:



REGISTRO

EST.	P.O.	Ø	DISTANCIA	OBSERVACIONES
P.S.T.-1	P.S.T.-2	0°-00'-00"	120.00 m	CAJA DE AGUA POTABLE 1 POZO DE VISITA 1
	C-1	310°-15'-30"	18.00 m	
	PV-1	340°-20'-10"	20.00 m	
P.S.T.-2	P.S.T.-1	0°-00'-00"	120.00 m	CAJA DE AGUA POTABLE 2 POZO DE VISITA 2
	C-2	60°-10'-36"	15.00 m	
	PV-2	60°-10'-36"	6.00 m	

Plantilleo de pozos,

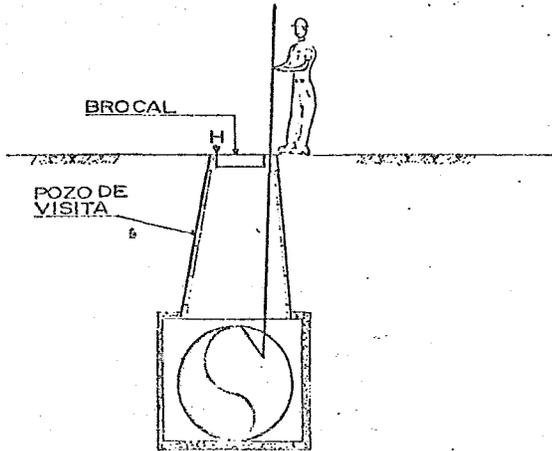
Como resulta necesario tener pleno conocimiento sobre la situación que guardan los pozos de visita, lo cual solo es posible mediante un levantamiento particular que nos permitan recabar los datos necesarios para el proyecto. Para realizar este tipo de actividades es conveniente contar con el auxilio de una plantilla o una varilla, que bien puede ser de fierro o tubo galvanizado, provista de una escuadra en su extremo inferior, tal y como se indica en el croquis siguiente.

Como primer paso, se debe introducir la plantilla a través del brocal del pozo, hasta tocar el fondo interior del conducto, debiendo hacer una marca sobre la plantilla con respecto a la elevación del brocal; el segundo paso consiste en elevar la plantilla, hasta tocar la parte superior interior del conducto con la escuadra, marcando nuevamente en la plantilla referida a la elevación del brocal; una vez que se efectuó lo anterior y extraída la plantilla del pozo, se procede a realizar la medición entre los puntos que fueron marcados, con el fin de poder determinar el diámetro de las instalaciones existentes, así como el tipo y profundidad del pozo, tirante de los escurrimientos y las condiciones generales del mismo.

Dicho procedimiento se deberá realizar en forma repetitiva para cada uno de los pozos de visita, localizados dentro de la zona del levantamiento general. Finalmente se nivelarán cada

uno de ellos y analizándolos conjuntamente para determinar el sentido del escurrimiento y las pendientes geométricas entre ellos.

CROQUIS DE ILUSTRACION



PLANTILLO DE POZOS

II. 3.

Planta general de Talleres el Rosario.-

A continuación se describen los principales elementos que constituyen la estación y talleres El Rosario, que cuenta con tres vías y dos andenes, de tal forma que facilitan el arribo y salida de los convoyes tanto a la línea de explotación como a los que por necesidad de mantenimiento y reparación, pasen a la fosa de visita o bien a los talleres al ser requeridos.

La terminal y talleres El Rosario, esta constituida por una serie de edificios distribuidos estratégicamente, con el objeto de mantener en servicio a los convoyes al 100%, permitiendo con esto dar la frecuencia necesaria de 90 seg., con la que opera el Servicio de Transporte Colectivo Metro.

1. Fosa de visita: Esta nave se localiza entre la estación y los talleres, y cuya función es la de reparar pequeñas anomalías en las unidades que se encuentran en operación; por lo tanto, en el caso de ser mayor el desperfecto, las unidades deberán pasar a la zona de talleres, que es el núcleo principal de dicha estación cuyas partes son las descritas a continuación:
2. Nave de depósito: Esta nave se utiliza para guardar los trenes durante el tiempo en que éstos están fuera de servicio, ya sea por la noche o bien durante las horas "valle", que es cuando la afluencia de usuarios disminuye en el transcurso del día; aquí se rea-

liza la limpieza interior de las unidades en el transcurso de la noche. Cuenta con 20 vías, con capacidad para recibir en total 40 --convoyes, distribuidos en cuatro racimos de cinco vías cada uno.

3. Nave de Pequeña Revisión: La capacidad de esta nave deberá para 30 convoyes aproximadamente como mínimo, tomando en cuenta que el número de convoyes por línea, es determinado a razón de 1 convoy por km. en un sentido. En esta nave se realizan los trabajos de mantenimiento periódico a que son sometidos los convoyes en forma programada.
4. Almacén General: Como su nombre lo indica, es la zona que sirve para el almacenaje de todo tipo de refacciones y herramientas indispensables en la reparación de los convoyes.
5. Nave de vehículos auxiliares: Edificio que sirve para guardar y --mantener en buen estado a los vehículos auxiliares de servicio, que permiten dar mantenimiento a las vías en explotación de talleres y a los convoyes; vehículos como gruas montacargas, etc.
6. Servicios Generales: Nave destinada para el control administrativo de los empleados y talleres de la estación, contando con zonas de --vestidores, regaderas, así como servicios médicos, intendencia y comedor para 180 personas aproximadamente.

7. Depósito de productos inflamables: Lugar de almacenamiento de productos y soluciones que son altamente combustibles y en algunas -- ocasiones explosivos.
8. Depósito de basura: Zona en donde se almacenan los desechos inorgánicos recolectados en toda el área de la estación, para su posterior traslado mediante vehículos convencionales.
9. Subestación rectificadora: Elemento que es el principal suministrador de la energía eléctrica para las instalaciones en todos los talleres, y en especial a las vías en explotación, este mecanismo permite que el voltaje y la corriente rectificadas no sufra variaciones considerables que pudieran afectar la delicada instrumentación y controles de las unidades.
10. Fosa de revisión, vías de prueba y caseta de pilotaje automático: Sitio en donde se realizan pruebas y pequeños ajustes en los convoyes, realizadas con el auxilio de simuladores que checan las condiciones reales en que se encuentran las unidades, antes de ponerlas en servicio.
11. Andén de carga y descarga: Los talleres cuentan con una línea de vía de los F. C. Nacionales de México, donde se reciben los carros que proceden de la fábrica de ensamble en el país, así como materiales diversos.

12. Puesto de maniobras: Lugar en el cual se encargan de controlar el tráfico de los convoyes dentro de la zona de peines en los talleres.
13. Caseta de acometida: Lugar destinado para la instalación de los tableros y equipos de medición eléctricos de la compañía de luz.
14. Caseta de compresor: Construcción destinada para el grupo de compresores encargados de suministrar el aire comprimido utilizado en las fosas de revisión, engrazado y lavado, etc.
15. Cisterna y cuarto de bombas: Lugar de almacenamiento de agua con la capacidad necesaria para suministrar dicho elemento a cada una de las diferentes instalaciones que componen los talleres.
16. Depósito para materiales de vías: En este sitio se almacenan los materiales indispensables para el mantenimiento de las vías localizadas dentro y fuera de los talleres. Este depósito cuenta con -- una gran torre tipo Pingón, montada sobre rieles, con un radio de giro de 26 mts. y una capacidad de 3 toneladas.
17. Estacionamiento y paraderos de camiones: La primera, es la zona -- destinada al aparcamiento de vehículos particulares, y los paraderos están destinados para el ascenso y descenso de los usuarios -- del servicio de transporte urbano

CAPITULO III

EVALUACION DE ALTERNATIVAS

Los factores que determinarán la alternativa para evacuar el caudal de - aguas pluviales, así como el correspondiente a las aguas servidas de los Talleres y Estación del Metro el Rosario, serán los siguientes:

1. El funcionamiento hidráulico del colector deberá estar en condiciones óptimas de operación.
2. La influencia del volumen de descarga deberá ser tal que del sitio de vertido a aguas abajo no se presenten problemas de inundaciones.
3. Se procurará optimizar el volumen de excavación por ser un factor -- determinante en el aspecto económico.

Para determinar aproximadamente el volumen de agua que se precipita y -- escurre en el área, se contó con un plano a escala 1: 2000 donde se muestran los elementos que integran los Talleres, Estación, Paraderos de Autobuses y Estacionamiento Público. De esta forma se delimitaron los diferentes tipos de superficies que componen el conjunto, con la siguiente distribución:

- a) Zonas pavimentadas o asfaltadas, con una área de 16.50 Ha.
- b) Zonas de vías cubiertas con balasto, con una área de 11.55 Ha.
- c) Zonas verdes o jardinadas, con una área de 4.95 Ha.

Dada la diversidad de superficies que constituyen el conjunto, para efectos de cálculo, es necesario determinar un coeficiente de escurrimiento medio aplicable a el área total de 33 Ha, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$C_m = \frac{A_p}{A_t} (C_p) + \frac{A_b}{A_t} (C_b) + \frac{A_j}{A_t} (C_j)$$

En donde:

C_m : Coeficiente de escurrimiento medio

A_p : área pavimentada

A_b : área con balasto

A_j : área jardinada

A_t : área total

C_p : Coeficiente de escurrimiento en zona pavimentada

C_b : Coeficiente de escurrimiento en zona con balasto

C_j : Coeficiente de escurrimiento en zona jardinada

Adoptando los coeficientes de escurrimiento de 0,9, 0,35, 0,30 para las áreas pavimentadas, de balasto y jardinadas respectivamente y substituyendo en la ecuación anterior, tenemos:

$$C_m = \frac{16,50}{33,00} (0,90) + \frac{11,55}{33,00} (0,35) + \frac{4,95}{33,00} (0,30)$$

$$C_m = 0,45 + 0,12 + 0,04$$

$$C_m = 0,61$$

Por otro lado, la intensidad utilizada será la recomendada por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (D.G.C.O.H.) del Departamento

mento del Distrito Federal, de 4.1 cm/hora para una duración de 60 minutos -- con un periodo de retorno de 5 años, misma que se consideró en el diseño del sistema de drenaje profundo de la Ciudad,

Con los parametros establecidos, aplicando el criterio racional americano, se tiene:

$$Q = 27.78 \text{ C m i A}$$

$$Q = 27.78 (0.61) \times 4.1 \text{ cm/hora} \times 33 \text{ Ha}$$

$$Q = 2,293 \text{ L P S}$$

Como puede apreciarse, esta importante aportación digna de tomarse en cuenta, no puede ser vertida en cualquier colector del sistema de drenaje ya que requiere el analisis de cada una de las instalaciones existentes cercanas a la zona de estudio, para determinar la solución mas apropiada de su descarga.

INFORMACION DISPONIBLE

La Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del D.D.F., cuenta actualmente con levantamientos de instalaciones hidráulicas de toda el área metropolitana, integrados en un plano maestro con escala 1:20.000,- en el que se hizo el vaciado de las principales tuberías primarias de agua potable 20" 36" 48" y 72" y colectores de alcantarillado de 60, 76, 91, 107, 122 y 1 52 hasta 3.15 cm de diámetro incluyendo el Río de la Piedad, Churubusco, el Gran Canal y el Drenaje Profundo. El plano se encuentra dividido y clasificado en mosaicos de acuerdo a su ubicación con la siguiente nomen-

clatura N1 - W1, S1 - E1, etc. El criterio utilizado para su clasificación es adoptando como origen el Observatorio Astronómico Nacional, dividiendo la Ciudad en los cuadrantes cardinales.

Cada uno de los mosaicos mencionados están en una escala de 1:2000 y cubren un área de 3 km², en ellos se tiene la siguiente información: traza de la Ciudad, paramentos urbanos de construcción, en general. En cuanto al sistema de distribución de agua potable, consigna las tuberías existentes, ubicación de cruceros con sus válvulas de seccionamiento, de desfogue, pozos de extracción, etc. En lo que respecta al alcantarillado se tiene:

La distribución de pozos, estructuras especiales, diámetro de los colectores incluyendo su levantamiento altimétrico del sistema,

La conveniencia de contar con esta información, es el conocer cuáles son los colectores municipales más importantes adyacentes a la zona de Talleres El Rosario, con el fin de efectuar el análisis respectivo que nos permita definir la alternativa de solución más adecuada, a continuación se hace la descripción de cada una de estas instalaciones:

1. Colector El Rosario: Se localiza en el Eje Vial 5 Norte, continuando por la calle de F. F. C. C. Nacionales, hasta las proximidades con el Río de los Remedios, en donde tiene una deflexión de 90° que lo ubica en forma paralela con el Río hasta su descarga mediante una planta de bombeo localizada en la avenida de Las Granjas y el lindero norponiente de la Unidad San Pablo del Infonavit. El punto más cercano entre este colector y los talleres, dista 100 metros aproximadamente.

2, Río de los Remedios: Es la línea divisora entre el Estado de México y el Distrito Federal, recorriendo toda la zona norponiente de la Ciudad, hasta su descarga en el Gran Canal. El punto más cercano entre el Río y los Talleres, dista 600 metros,

3, Colector Parque Vía - Las Armas: Se localiza en la parte sur de los Talleres sobre avenida Lázaro Cárdenas, hasta descargar sus aguas en el colector 15 en la avenida 16 de septiembre. El punto más cercano entre éste colector y los Talleres, dista 200 metros,

4. Drenaje Profundo: Este sistema pasa por la avenida de las Granjas a una profundidad que oscila entre 30 y 40 metros, hasta el portal de salida en el Estado de Hidalgo. Se localiza al oriente de los Talleres con una distancia aproximada de 3 000 metros en su punto más cercano,

Para precisar cual de las alternativas será la más conveniente para la descarga, se deberán analizar cada una de las condiciones de operación hidráulica de estos colectores. Cabe hacer notar que en el caso del Río de los Remedios y Drenaje Profundo, no presentan el inconveniente para efectuar en ellos la descarga, debido principalmente a su gran capacidad.

Por lo tanto, los que requieren mayor atención en la investigación de las condiciones de funcionamiento, son los colectores: el Rosario, Parque Vía - Las Armas y el Colector 15; y muy en especial éste último, por las siguientes dos razones: La primera se debe a que el colector Parque Vía - Las Armas es subramal del mismo y la segunda se deriva por el hecho de considerarse como otra solución.

Características generales de los colectores Parque Vía - Las Armas, El Rosario y Colector 15.

De acuerdo con la información recabada, estamos ahora ante la posibilidad de obtener las características generales de los colectores en cuestión, y específicamente con el apoyo de los planos correspondientes, determinaremos su pendiente media, diámetro y el volumen que conducen a tubo lleno, el número de hectáreas drenadas, longitud del tramo, tiempos de escurrimiento, etc., como se muestra en la tabla III. 1.

T A B L A III. - 1.

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS COLECTORES EN LAS INMEDIACIONES DE LOS TALLERES EL ROSARIO

CARACTERÍSTICAS GENERALES	C O L E C T O R E S		
	PARQUE VÍA	ROSARIO	# 15
1. Diámetro (m)	1.52	1.52	2.44
2. Pendiente Media	0.00149	0.00158	0.00216
3. Area drenada (ha)	150	182	916
4. Coeficiente de escurrimiento - medio	0.23	0.23	0.25
5. Gasto máximo conducido (lt/seg)	2 827	2 911	12 027
a. Longitud de los colectores (m)	5 000	4 000	20 000
b. Tiempo para que una gota recorra la longitud tomando una $V_m = 1.0$ m/seg (en horas).	1.36	1.11	2.78
c. Area drenada en una hora (ha)	93.50	109	300
d. Gasto acumulado en el colector en una lluvia de una hora de duración (lt/seg).	2 449	2 731	8 542

Resumiendo, las cuatro posibles alternativas para recibir la descarga de los talleres el Rosario serían:

- III.1. Descarga en los colectores Parque Vía-Las Armas y El Rosario.
- III.2. Descarga en el colector 15.
- III.3. Descarga en el Río de los Remedios.
- III.4. Descarga en el Drenaje Profundo.

Para efecto de la primera alternativa de solución, se ha contemplado, que la descarga en estos colectores sea en forma combinada, debido a que el gasto es muy importante considerando la capacidad individual de cada uno de éstos. De tal manera que para el colector Parque Vía - Las Armas, representa un 62% de su capacidad y para el colector El Rosario un 58%. Por tal motivo, no es posible el vertido de las aguas en un sólo de los colectores. Sin embargo, si aportamos el 50% de dicha descarga para cada uno, significaría en forma respectiva el 31.69% y 29.95% adicional a su conducción actual.

Condiciones actuales de operación.

Colector Parque Vía - Las Armas: Este colector drena un área total de 150 ha y de acuerdo con el análisis sobre los tiempos de concentración y una velocidad de 1 m/seg para efecto de dicho análisis, tenemos que el tiempo máximo de concentración corresponde a 1.51 horas. Partiendo de lo anterior, es posible trazar la curva isocrona, para una hora de duración de lluvia, misma que permite determinar el área parcial que contribuye con el caudal de

escurrimiento. El área correspondiente es del orden de 93.50 ha.

Por lo que aplicando la expresión del Método Racional Americano, con un coeficiente medio en la zona igual a 0.23, tendremos:

$$Q = 27.78 C I A$$

$$Q = 27.78 (0.23)(4.1)(93.5)$$

$$Q = 2\,449 \text{ lt/seg} \approx 2\,827 \text{ lt/seg}$$

Como se puede observar, este colector opera a su capacidad total, y evidentemente no es posible descargar el gasto propuesto de los Talleres en este colector.

Colector El Rosario: Este colector drena un área total de 182 ha de los cuales 109 ha quedan comprendidas en la curva isocrona de 1 hora. Tomando en cuenta un coeficiente medio para la zona de 0.22, tendremos:

$$Q = 27.78 C I A$$

$$Q = 27.78 (0.22)(4.1)(109)$$

$$\therefore Q = 2\,731 \text{ lt/seg} \approx 2\,911 \text{ lt/seg}$$

Como podrá notarse, estas condiciones determinan que la alternativa debe ser desechada.

Colector 15: Este colector drena un área de 916 ha, de las cuales 300 ha aproximadamente quedan comprendidas en la curva isocrona de 1 hora de lluvia.

Tomando en cuenta un coeficiente medio de escurrimiento de 0.25 para la zona, tendremos:

$$Q = 27.78 \text{ C I A}$$

$$Q = 27.78 (0.25)(4.1)(300)$$

$$Q = 8.542 \text{ lt/seg} < Q \text{ (capacidad del colector)}$$

Descarga al Drenaje Profundo y Río de los Remedios.

Como se indicó anteriormente la capacidad del Drenaje Profundo y del Río de los Remedios es muy grande, por lo tanto la descarga de los Talleres es - despreciable, no obstante es otra la serie de problemas los que se present-- tan.

Drenaje Profundo.- El principal y único inconveniente para efectuar la descarga en él, fué el debido a su localización con respecto a los talleres, distando aproximadamente 3 000 m. Lo anterior representa un costo sumamente elevado de construcción, tomando en cuenta las obras induci-- das que implicaría el trazo del nuevo colector entre las que destacan -- las interferencias con tres tuberías de agua potable de 48" de diámetro.

Río de los Remedios.- Debido a diferencia de elevaciones entre la plan-- tilla del Río y el de la descarga del colector, habría necesidad de cons-- truir una planta de bombeo en su margen derecha para efectuar su verti-- do. Ya que esta estructura requiere de una fuerte erogación económica -- tanto en el período de construcción como durante su vida útil, por con-- cepto de operación y mantenimiento, ésto representa el encarecimiento de la obra. Además que el adecuado funcionamiento de una planta de bombeo

esta en función de aspectos de diferente índole como son, los humanos, económicos y de servicio de energía eléctrica y que la falla de alguno de éstos tendría un efecto directo en la planta.

Además de los aspectos mencionados, se agregó otro problema debido a que el río se desarrolla principalmente en el Estado de México al que también limita con el Distrito Federal. Por este motivo, según acuerdos entre las autoridades correspondientes, funcionarios del Gobierno del Estado de México se opusieron a que fuesen vertidas estas aguas provenientes del Distrito Federal.

A continuación en la tabla III.2, se muestra el cuadro comparativo de las alternativas de descarga.

TABLA III.- 2.

CUADRO COMPARATIVO SOBRE LAS ALTERNATIVAS DE DESCARGA

ALTERNATIVAS	LONG. TRAZO	FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO	OBRAS INDUCIDAS	ASPECTOS ECONOMICOS	ASPECTOS SOCIO POLITICOS
Colector Parque Vía-Las Armas y El Rosario		No cuentan con la suficiente capacidad excedente para recibir la descarga de talleres.	Se presentan interferencias con tuberías de agua potable de 20" y 48" de diámetro.	Lo reducido en la longitud del tramo, no representa fuerte erosión económica.	Se presentan problemas interestatales entre el Edo de México y el D. F.
Colector # 15		Tiene la suficiente capacidad excedente y funcionamiento seguro y en óptimas condiciones de conducción por los aliviños efectuados.	Con tuberías primarias y secundarias de agua potable de 48", 12", y 4" de Ø.	Costos inherentes a la longitud de tuberías y estructuras especiales. Obras inducidas en la línea primaria de agua potable de 48".	No se presentan.
Rfo de los Remedios		Sin problemas en el funcionamiento.	Con tubería de agua potable de 20" de Ø construcción de una planta de bombeo para la descarga.	Costo muy alto debido al mantenimiento y operación de la planta de bombeo a corto y largo plazo así como el aspecto constructivo.	Se presentan problemas interestatales debido a convenios existentes por ser el Pío la línea limitoria entre las entidades del D.F. y el Edo. de México.
Drenaje profundo		Funcionamiento seguro y el más adecuado de este punto de vista.	Con tuberías de agua potable primaria de 48" de Ø, y secundarias de 4", 6" y 12" Ø	Costos de cierta consideración en cuanto a la longitud de tubería y estructura especial de descarga en el sistema profundo.	No se presentan.

Alternativa definitiva.

Dadas las circunstancias de cada uno de los colectores analizados, tanto de operación como los de aspectos socioeconómicos, la alternativa que ofrece las mayores ventajas corresponde a la descarga en el colector 15, en el cruce de la avenida 16 de Septiembre y la calle de Mimosas, por las siguientes razones:

El sistema colector 15 norponiente cuenta con cuatro drenes principales:

Colector 15, Colector Moliere, Colector Refinería 18 de Marzo y Colector 11 - Granjas. El Colector Moliere y el 18 de Marzo descargan en el 15 - y el Granjas al Colector 11, teniendo un funcionamiento adecuado no observándose derrames en los colectores principales

Reseña Histórica.

Inicialmente este colector, como el resto del sistema de drenaje de la Ciudad sólo descargaba en el Gran Canal.

Debido al crecimiento de la Ciudad, también aumentaron las aportaciones al sistema y con ésto los problemas de inundación en las zonas más próximas a su descarga.

Con la construcción del Sistema de Drenaje Profundo, en el interceptor Central se le efectuó un alivio en las avenidas poniente 128 y Lázaro Cárdenas, mejorándose notablemente el funcionamiento del colector desde este si--

tio hasta su descarga.

Pese a lo anterior en la zona aguas arriba, persistían algunas irregularidades por lo que recientemente se le efectuó otro alivio por medio del colector Granjas; con lo cual, parte del gasto que conducía se le derivó hacia el colector 11. Mismo que en época de lluvias descarga parte de su gasto en forma controlada al drenaje profundo a la altura de la Glorieta de Camarones. En época de estiaje descarga totalmente en el Gran Canal contribuyendo a garantizar la oferta de aguas negras destinadas para el riego del distrito 03 en el Estado de Hidalgo.

Por otra parte con la construcción de la línea 6 del Metro el trazo de los colectores Granjas y 15, interfería para la realización de la Estación Ferrería por lo que éste sistema experimentó otras dos importantes modificaciones tendientes a repartir mejor los escurrimientos y descargar al drenaje profundo con el mismo criterio mencionado para el colector 11.

El primero se verifica en la Avenida de las Granjas, consiste en el seccionamiento del colector Granjas para descargar en el colector 15 y el desvío del colector 15 mediante lumbreras circulares de 510 m de diámetro derivando el gasto excedente hacia el interceptor centro poniente en su lumbrera IV utilizando para esto un túnel de 3.40 metros de diámetro a una profundidad de 14.00 metros.

El segundo se trata de un alivio más completo al sistema, ya que contempla la construcción de un colector "madrina" o de alivio que intercepte a --

los colectores Refinería 18 de Marzo y Moliere como los más importantes y -- conducirlos hasta su descarga en el interceptor centro poniente a la altura de la calle de Wake y Avenida Granjas donde por medio de una estructura de-- riyadora descargaría en la lumbrera V, el trazo de este colector de alivio -- sería por la calle Miguel Lerdo de Tejada y posteriormente por la calle de - Salomón hasta llegar a la Avenida de las Granjas y seguir por ella hacia el norte hasta Wake donde se verifica la derivación.

Recientemente la Dirección de Construcción y Operación Hidráulica del D.D.F. dió a conocer la resolución de continuar la construcción de este colector, -- Lerdo de Tejada - hasta la intercepción con el propio colector 15 en el -- cruce de las avenidas Tezozomoc y Calle Lerdo de Tejada. Lo cual representa el factor determinante para verter el gasto proveniente de los talleres al - colector 15, ya que este alivio se hará con un colector de 1.83 m de diáme- tro y una pendiente de 1.5 milésimas capaz de conducir un gasto a tubo lleno de $4.655 \text{ m}^3/\text{seg}$.

En tal situación el gasto de talleres representaría un 53% del alivio al co- lector 15. Por tanto pese a la descarga mencionada el sistema del colector 15 registraría notables mejoras con respecto a las condiciones iniciales de operación.

-CAPITULO IV
HIDROLOGIA E HIDRAULICA DEL ALCANTARILLADO

En el diseño de un sistema de alcantarillado urbano, es importante, considerar el comportamiento del ciclo hidrológico, y en especial, factores muy importantes como la precipitación y el escurrimiento.

Precipitación.-

Es el agua que recibe la corteza terrestre en cualquiera de sus estados físicos, ya sea en forma de lluvia, granizo, nieve, etc., provenientes de la atmósfera.

Para que el fenómeno de la precipitación ocurra, es necesario que se --enfríe el aire lo suficiente hasta alcanzar el punto de saturación, que condensa el vapor atmosférico. Los enfriamientos de grandes masas que producen cantidades significativas de precipitación, se verifican cuando ascienden las masas de aire caliente. Esto se realiza por sistemas convectivos o convergentes que provocan calentamientos o enfriamientos de la superficie terrestre y atmosférica, o bien por barreras orográficas. Los tipos de precipitación que se presentan son:

- a). Convectiva
- b). Orográfica
- c). Ciclónica

Precipitación Convectiva.-

Es la causada por el ascenso de masas de aire caliente, mas liviano que el aire frío de los alrededores o por el desigual calentamiento de la superficie terrestre y de la masa de aire. Es el tipo de precipitación más común en los trópicos, es puntual, su intensidad varía entre lloviznas y aguaceros.

Precipitación Orográfica.-

Se origina cuando las corrientes horizontales de aire húmedo al chocar con las cadenas montañosas son proyectadas en forma ascendente, produciéndose un enfriamiento en dichas corrientes que al condensarse producen la precipitación.

Precipitación Ciclónica.-

Esta asociada con el paso de ciclones, se debe al levantamiento de las corrientes de aire que convergen en un área de baja presión; se divide en frontal y no frontal. La precipitación frontal es la debida a levantamientos de aire con diferentes temperaturas, levantamiento que ocurre cuando el aire más caliente se mueve sobre el frío y viceversa; si ocurre lo primero, se tendrá un frente caliente, y si ocurre lo segundo se tendrá un frente frío. La precipitación producida por un frente caliente, se distribuye sobre un área muy grande, siendo ligera y continua; la originada por un frente frío, es intensa y de corta duración distribuyéndose ésta cerca de la superficie frontal; la precipitación no frontal, es aquella que no tiene relación con los frentes.

Forma de medición.-

La precipitación se mide en términos de altura de lámina de agua, expresada comúnmente en milímetros; los aparatos de medición se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, para recoger el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación. Los aparatos generalmente usados son pluviómetros y pluviógrafos; en el primero, el registro de lluvias se realiza midiendo la altura de lluvia en mm cada 24 horas; por lo que respecta al segundo, mediante un sistema de reloj lleva a cabo un registro de la intensidad de lluvia, o sea, una relación entre la lámina de agua y el tiempo en que ésta ocurre.

El primero, es un registro que permite determinar la precipitación media, utilizando métodos que la asocien con los demás registros de la zona. Entre éstos podemos citar los siguientes:

Promedio aritmético

Polígonos de Thiessen y

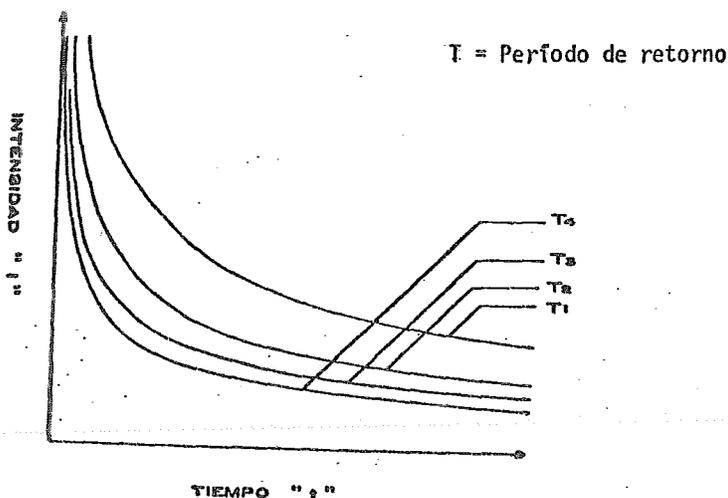
El método de las isoyetas

El segundo, en nuestro caso, es de mayor interés pues relaciona la altura de lluvia con el tiempo en que se acumuló ó en otras palabras proporciona una idea más precisa en cuanto a la magnitud de la lluvia y a su duración. Aspectos de suma importancia en el proyecto de alcantarillado urbano, ya que de hecho no es tan importante el volumen de agua que se precipita, sino el tiempo que tarda en hacerlo. Sabe

mos que lluvias intensas se presentan en tiempos cortos de duración, y declinan establemente conforme aumenta esto último; también puede establecerse que cuanto mayor es la intensidad de las tormentas, más rara es su ocurrencia o menor su frecuencia.

La incertidumbre del ingeniero, lo ha orillado al manejo de datos estadísticos con objeto de establecer reglas matemáticas, que gobiernen la ocurrencia de estos fenómenos, cuestión prácticamente imposible ya que el comportamiento de la naturaleza obviamente esta fuera de toda regla intrínseca.

El fenómeno de la precipitación no ha sido la excepción por lo tanto con los registros de cierto número de años de observación, se ha hecho análisis estadísticos que determinen aproximadamente la o las expresiones que normen la frecuencia de ciertas intensidades - duración. Estas expresiones generalmente son las de una curva de la forma:



Estas curvas se conocen con el nombre de "curvas de intensidad - duración - período de retorno".

Para el valle de México, se desarrollaron curvas para los períodos de retorno de 2, 5, 10 y 20 años. Basadas en registros de los pluviógrafos de la zona. A continuación se presenta la gráfica donde aparecen estas curvas (fig. IV.2)

Además de estas gráficas, se trazaron curvas "isopletas" de igual intensidad de lluvia para un período de retorno de 2 años y una duración de 60 minutos. En este plano se incluyen las estaciones climatológicas del valle y la gráfica del factor R de frecuencia y duración para diferentes períodos de retorno.

ESCURRIMIENTO.

Los flujos que se colectan en el alcantarillado municipal, se derivan de las lluvias que se precipitan sobre la cuenca hidrológica tributaria.

La conversión de la precipitación a escurrimiento se encuentra afectada por varios factores, especialmente en el medio variable de las comunidades urbanas.

Antes de mencionar los factores que intervienen para transformar la precipitación a escurrimiento, es importante aclarar que se trata ex-

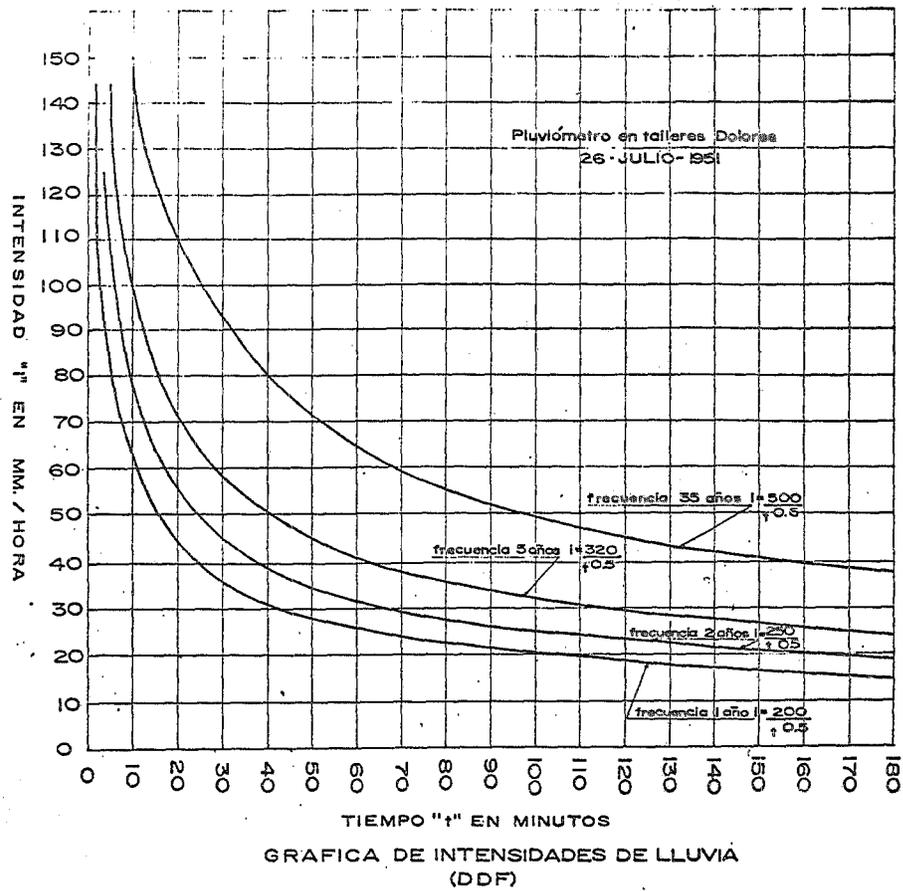
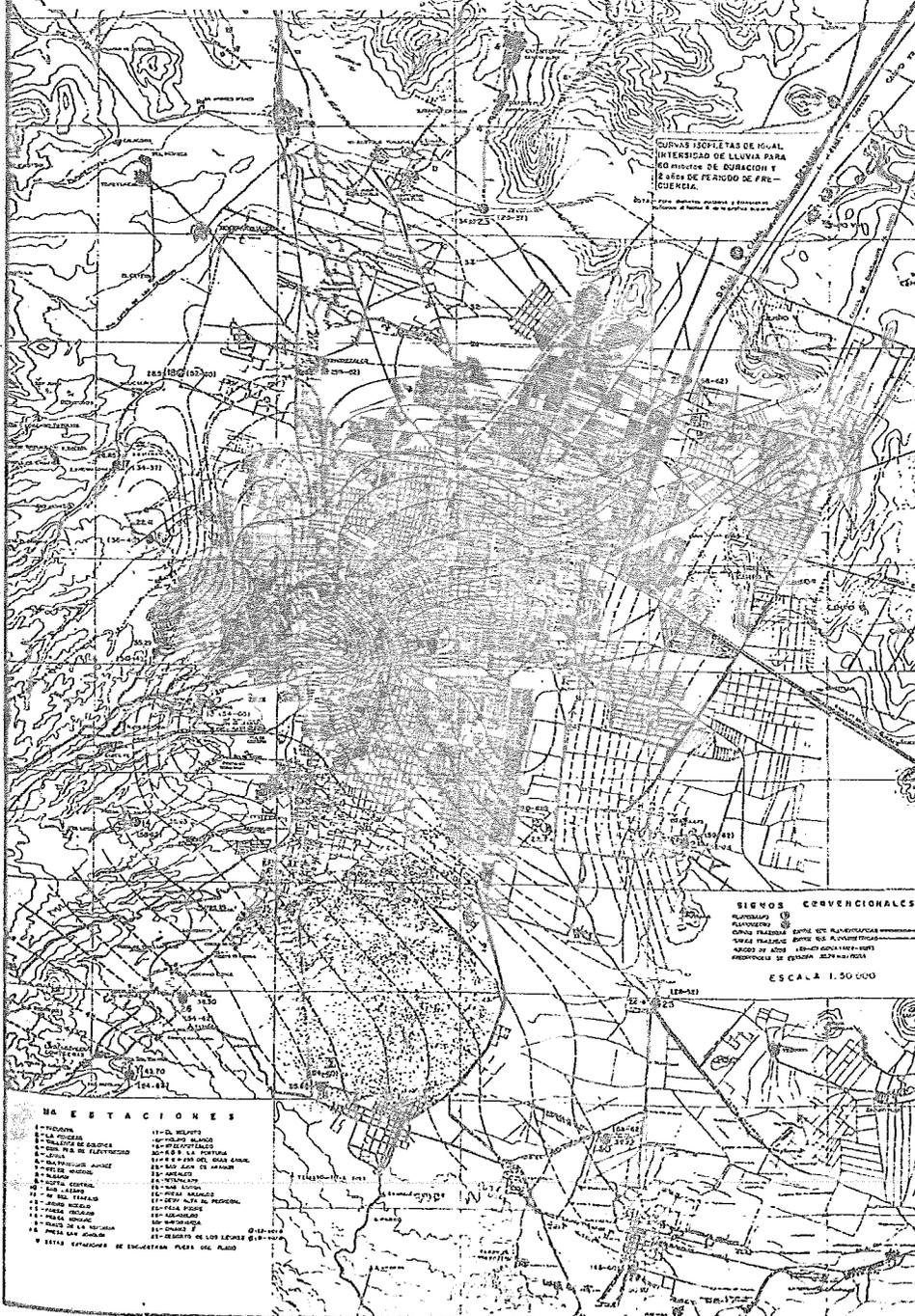


Fig. IV.2

FIGURA N° 7
Intensidades de lluvia en el Distrito
Federal.



CURVAS ISOTÉRMICAS DE Lluvia
 INTENSIDAD DE LLUVIA PARA
 60 minutos DE DURACION Y
 2 horas DE PERIODO DE FRE-
 CUENCIA.

Nota: Para detalles, ver planos y prospectos
 de la Oficina de Estudios y Proyectos
 de la Secretaría de Obras Públicas.

SIEMPOS CONVENCIONALES

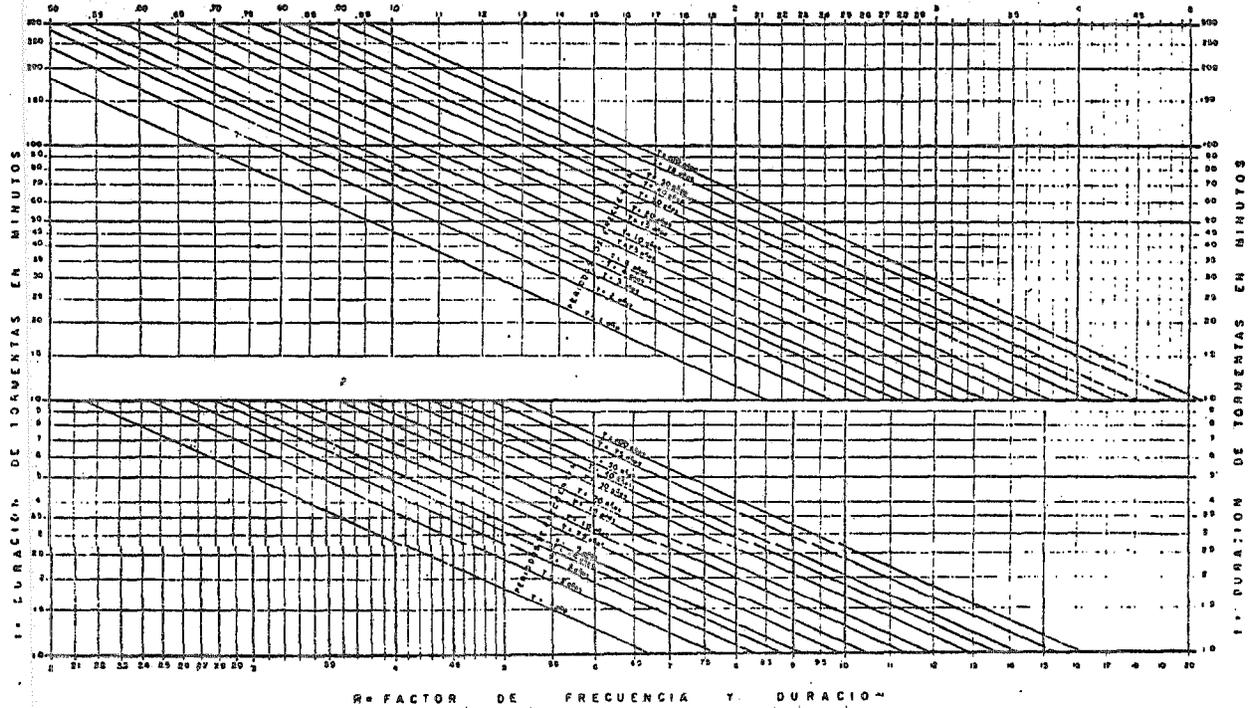
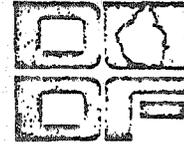
ALTIMETRIA (1)
 RIVEROS (2)
 OBRAS PUBLICAS (3)
 OBRAS PUBLICAS (4)
 OBRAS PUBLICAS (5)
 OBRAS PUBLICAS (6)
 OBRAS PUBLICAS (7)
 OBRAS PUBLICAS (8)
 OBRAS PUBLICAS (9)
 OBRAS PUBLICAS (10)

ESCALA 1:50,000

- ESTACIONES**
- 1 - ESTACION
 - 2 - ESTACION
 - 3 - ESTACION
 - 4 - ESTACION
 - 5 - ESTACION
 - 6 - ESTACION
 - 7 - ESTACION
 - 8 - ESTACION
 - 9 - ESTACION
 - 10 - ESTACION
 - 11 - ESTACION
 - 12 - ESTACION
 - 13 - ESTACION
 - 14 - ESTACION
 - 15 - ESTACION
 - 16 - ESTACION
 - 17 - ESTACION
 - 18 - ESTACION
 - 19 - ESTACION
 - 20 - ESTACION
 - 21 - ESTACION
 - 22 - ESTACION
 - 23 - ESTACION
 - 24 - ESTACION

GRÁFICA DE INTENSIDAD DE LLUVIA PARA DIFERENTES ZONAS DEL DISTRITO FEDERAL

R = FACTOR DE FRECUENCIA Y DURACION



clusivamente de escurrimiento directo, despreciando lo relativo al escurrimiento base o escurrimiento producto de las aguas subterráneas.

De los factores que intervienen en el proceso de precipitación - escurrimiento en una zona urbana, a diferencia de la mayoría de las cuencas naturales, la intercepción por la vegetación, almacenamiento en las depresiones e infiltración pasa a ocupar un término de menor importancia, ya que las áreas ocupadas por la vegetación, y las correspondientes a infiltración, representan, en general, un porcentaje menor al 20% del total del área urbana, en cuanto al almacenamiento por depresión, cuando existe, es evidente el procurar su drenaje.

De lo anterior, podemos concluir que el factor más importante en el proceso precipitación - escurrimiento en estas zonas, es el debido a la naturaleza de la superficie. Podemos notar que de las superficies expuestas a la precipitación la mayoría son impermeables ya sea; asfalto, concreto, acero, asbesto, etc., por lo que resulta que un elevado porcentaje del volumen que se precipita, escurre.

En este porcentaje, que representa sustracciones o pérdidas de precipitación para el escurrimiento tiene implícitos los factores antes mencionados y varía dependiendo de la naturaleza de las áreas, su variación oscila entre 0.25 y 0.95. El primero para zonas prácticamente permeables y el segundo impermeables. Este porcentaje recibe el -

nombre de coeficiente de escurrimiento.

Por el resultado de múltiples investigaciones ha sido posible elaborar tablas en donde aparecen los valores promedio de este coeficiente.

CRITERIOS PARA DETERMINAR EL GASTO PLUVIAL

METODO RACIONAL AMERICANO.

Este método es el más conocido y aceptado, por su sencilla aplicación es probablemente uno de los más utilizados. Se basa en considerar una lluvia uniforme y de intensidad constante durante un tiempo tal que el flujo en la cuenca llegue a establecerse para que pueda escurrir el gasto máximo en la descarga.

El método consiste en aplicar la expresión:

$$Q = K C i A \quad (1)$$

En donde:

- Q = gasto total de escurrimiento
- A = área de aportación (Ha.)
- i = intensidad de la lluvia (cm/hr)
- c = coeficiente de escurrimiento
- K = coeficiente de transformación

DETERMINACION DEL VALOR DE K

Aplicando la expresión anterior, con las unidades indicadas, el resultado quedaría expresado en términos de cm/Hr x Ha. Dado que las unidades más comunes de gasto están expresadas en m³/seg, K sería:

Para m³/seg

$$K = \frac{(0.01 \text{ m}) (10,000 \text{ m}^2)}{3600 \text{ seg.}}$$

$$K = \frac{1}{36} = 0.02778$$

$$K = 0.02778$$

Para lt/seg

$$K = 27.78$$

Por tanto la expresión (1) quedaría:

Para m³/seg

$$Q = 0.02778 \text{ CiA}$$

Para lt/seg

$$Q = 27.78 \text{ CiA}$$

Para la aplicación de las expresiones anteriores es necesario conocer previamente los parámetros i y c , que dependen de las condiciones hidrológicas y geomorfológicas del lugar. Además de ser factores determinantes

directos del gasto de escurrimiento.

a). Intensidad.- Es la cantidad de agua que cae en una área con respecto al tiempo, generalmente expresada en términos de mm/hr.

b). Coeficiente de escurrimiento.- Es la relación del volumen escurrido entre el llovido. Representa las pérdidas de precipitación para el escurrimiento, varía para una área drenada con las condiciones climatológicas y geomorfológicas. La substracción involucra infiltración, evaporación y humedecimiento superficial.

Este coeficiente ha sido evaluado para diferentes tipos de superficie cuyos valores se muestran en la tabla siguiente:

COMPONENTES DEL AREA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C) EN %
Techos	70 - 95
Superficies asfaltadas	85 - 90
Superficies de concreto	85 - 90
Superficies de adoquín	80 - 90
Zonas industriales	55 - 80
Zonas comerciales	50 - 80
Zonas residenciales	30 - 25
Parques	25
Campos de cultivo	20 - 25
Terrenos deshabitados	10 - 50

c). Aplicación del método.-

Secuela de cálculo

1. Elección de la curva más apropiada para el diseño. Se considera apropiada la elección de la curva para una lluvia de 5 ó 10 años.
2. Calcular las áreas efectivas de aportación y tiempos de concentración de la atarjea más alejada hasta la primera interconexión.
3. Repetir el mismo proceso anterior para todas las atarjeas concurrentes.
4. Calcular el gasto máximo en cada interconexión como el producto de $\sum C_i \cdot A_i$ tributarios a ella. Por la intensidad debida al mayor tiempo de concentración considerando todas las atarjeas concurrentes. En esta forma es posible que el gasto obtenido no sea el máximo; sin embargo, si se requiere una mayor precisión determinese, por cálculos sucesivos, el tiempo de concentración que dé el mayor gasto. Tal refinamiento no es común.
5. Continuar aguas abajo en forma similar.

METODO GRAFICO ALEMAN.

Este método se basa en la misma expresión que el anterior ($Q = CIA$).- La diferencia estriba en que en lugar de un método analítico se emplea -- un artificio gráfico, para determinar la influencia del retardo en el escurrimiento de los distintos tramos de la red de alcantarillado.

Se considera una área sobre la cual lloverá un tiempo T mayor que el

tiempo de concentración t . En el desfogue notaremos lo siguiente:

Al iniciar la lluvia, el escurrimiento va aumentando hasta convertirse en el gasto total $Q = CIA$, si la lluvia dura el mismo tiempo de concentración del área.

Si como se ha supuesto la duración de lluvia es mayor que el tiempo de concentración, el gasto máximo $Q = CIA$ se mantendrá durante un tiempo igual a $T - t$. Al terminar la lluvia, el gasto disminuye a cero cuando transcurre el tiempo de concentración.

Cuando se estudia una red de alcantarillado se presentan dos situaciones: que los tramos sean consecutivos y que los tramos sean concurrentes. El procedimiento que se sigue es el siguiente;

Se obtiene el gasto asociado al área de cada subcuenca y a la intensidad correspondiente a toda la zona analizada. Este gasto se mantiene hasta un tiempo igual al tiempo de concentración de toda la región considerada ya que se supone que el tiempo de duración de la lluvia (t_d) es igual al tiempo de concentración de la cuenca (t_p).

El incremento en el gasto hasta llegar al máximo en las subcuencas, depende de su tiempo de concentración individual.

El análisis se inicia a partir de la primera subcuenca que aporta gasto hacia aguas arriba.

Si los colectores son concurrentes se supone que empiezan a contri---

buir con el gasto simultáneamente. Para simular esto, en la gráfica se suman los hidrogramas, principiando al mismo tiempo, según lo indica la fig. (IV.4)

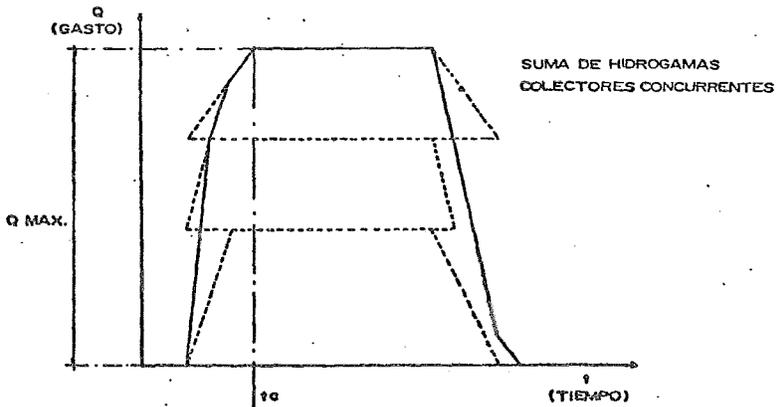
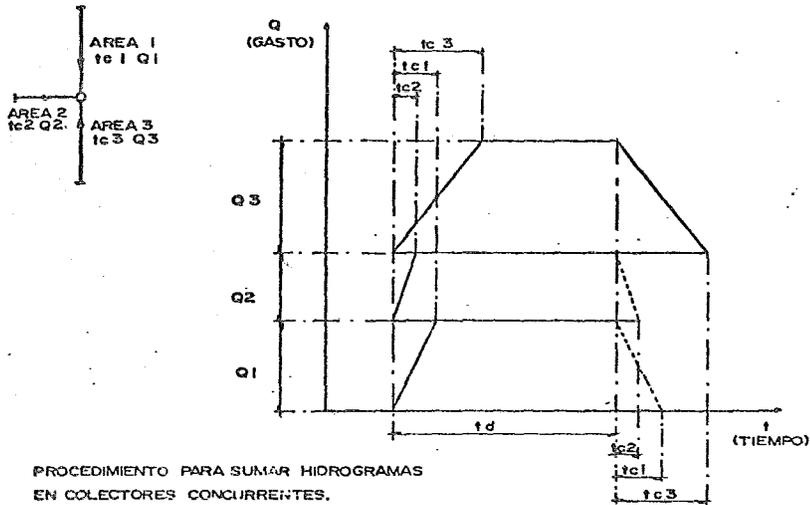


Fig. IV.4

Si los colectores son consecutivos se considera que la subcuenca de aguas arriba comienza a aportar gasto inmediatamente aguas abajo. Para conseguir este efecto el hidrograma se sumará pero a partir de haberse alcanzado el gasto máximo en la cuenca próxima aguas abajo. O sea, cuando el tiempo de concentración de la cuenca aguas abajo haya transcurrido Fig. (IV.5)

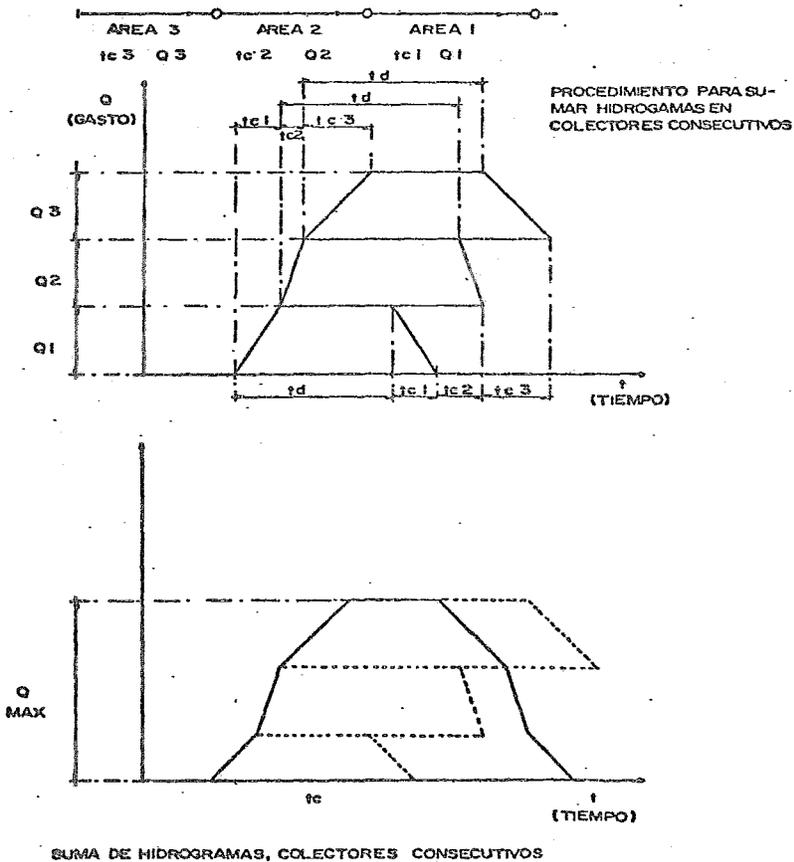


Fig. IV.5

Con estas bases, al integrar todos los hidrogramas de la cuenca se -- obtendrá el hidrograma en el punto considerado, de este hidrograma se ob-- tiene el gasto pico.

Para determinar el tiempo de concentración.

$$t_d = t_c + t_s$$

donde:

t_d = tiempo de concentración

t_c = tiempo de entrada

t_s = tiempo de escurrimiento

Tiempo de entrada o tiempo de escurrimiento superficial.

Se puede determinar mediante la expresión propuesta por V.T. Chow pa-- ra áreas pequeñas.

$$t_c = 0.303 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

donde:

L = longitud de recorrido superficial del fluido (m)

S = pendiente del cruce en porciento

Tiempo de escurrimiento o tiempo de recorrido en el conducto.

Este tiempo se puede estimar suponiendo una velocidad media, de escu--

rrimiento en el conducto, de 0,5 a 2.0 m/seg, es común considerar una velocidad de 1.0 m/seg.

Se recomienda que este tiempo sea revisado según la pendiente del tubo y en su caso ajustado a la velocidad de sección parcialmente llena.

La utilidad principal de este método estriba en que puede determinarse gráficamente el gasto que circula por determinado tramo de la red para una duración dada, además de que para casos en que la duración de la lluvia sea menor que el tiempo de concentración, pueden determinarse los gastos que fluyen por cada tramo de la red.

MÉTODOS EMPIRICOS.

Hemos visto que el caudal aportado por la lluvia en un sistema de alcantarillado depende de múltiples factores, entre los cuales los más importantes son:

Dimensiones del área por drenar

Forma del área por drenar

Pendiente del terreno

Intensidad de la lluvia $i = f(t)$

Coefficiente de impermeabilidad

La determinación de la función $Q = f(Ai)$ condujo a los investigadores

a tratar de obtener expresiones sencillas que relacionarán todos los factores que intervienen en ella, se basaron en mediciones directas y experimentos, por lo que se ha dado en llamarlos empíricos, sin embargo, tienen la misma estructura que la fórmula racional y no difieren en el concepto fundamental.

El inconveniente, de estas ecuaciones es que en el tiempo en que se establecieron no se contaban con métodos suficientes de investigación, ni los medios para obtener datos como los que existen en la actualidad, pero que al estudiarlas empleando métodos estadísticos y con suficientes datos se puede ver que eran perfectamente racionales.

Entre las más importantes mencionaremos:

a). Fórmulas de Burkli - Ziegler.

La fórmula fue establecida por el autor, considerando la unidad de superficie a la hectárea y un milésimo de pendiente. Las unidades consideradas son iguales a las del método racional americano por lo tanto:

$$Q = 27.78 C A^{3/4} i S^{1/4}$$

donde:

Q = gasto lt/seg

A = superficie expresada en Has.

S = pendiente general del área en milésimas

i = precipitación de la lluvia en (cm/hr).

C = coeficiente de impermeabilidad que para esta fórmula adopta los siguientes valores:

Zonas comerciales o residenciales	0.7 - 0.9
Zonas circundantes a las anteriores	0.5 - 0.7
Zonas suburbanas	0.25 - 0.5
Zonas jardinadas	0.00 - 0.25

Otras fórmulas empíricas son las debidas a investigadores como: Murphy, Kuichling y Metcalt, descritas a continuación. De las cuales se hará solo mención, en vista de que los resultados obtenidos resultan poco satisfactorios; debido principalmente a que no involucran los factores necesarios para la obtención de datos confiables, pues si analizamos dichas fórmulas, estas involucran sólo las características topográficas del terreno y del área por drenar, olvidando tomar en cuenta factores tan importantes, como son la precipitación pluvial, pendiente de la cuenca, impermeabilidad del terreno y otros. Razón por la cual no es recomendable su aplicación en el cálculo.

1. Murphy

$$q = \frac{1324.9 A}{A + 828.8}$$

$$Q = q A$$

donde:

$$q = \text{gasto por kilómetro drenado en m}^3/\text{seg.}$$

$$A = \text{superficie del área drenada en Km}^2.$$

$$Q = \text{gasto total de la cuenca en m}^3/\text{seg}$$

$$2. \text{ Kuichling} \quad q = \frac{1245.45}{A + 440.3} + 0.219$$

$$Q = q A$$

$$3. \text{ Metcalt y Eddy} \quad q = \frac{6.218}{A^{0.27}}$$

$$Q = q A$$

De los métodos racionales y empíricos que fueron mencionados, para la determinación del gasto pluvial; fue el método racional americano el -- utilizado en los cálculos del sistema para desalojar las aguas pluviales -- de los Talleres del Metro El Rosário; por las razones siguientes:

1. Con este criterio se revizaron o apoyaron los estudios correspondientes para el diseño del sistema de drenaje profundo de la ciudad de México.
2. Ha sido el criterio utilizado en el diseño para el sistema de alcantarillado de la Ciudad de México, motivo por el cual se recomienda que -- para cualquier aplicación o modificación en el sistema, se realice -- bajo este criterio.
3. Los resultados obtenidos con este método através de la experiencia -- han sido satisfactorios.

La intensidad de lluvia es el parámetro que resulta muy difícil de precisar si no se cuenta con la información necesaria. Para el presente proyecto se tomaran en cuenta ciertas consideraciones para su elección.

1. La revisión para el diseño del drenaje profundo se hizo con una intensidad de lluvia, correspondiente a una duración de 60 min., para un período de retorno de 5 años; duración suficiente, para que en la zona se presente el gasto máximo.

2. Debido a que el área de los Talleres el Rosario es relativamente pequeña (33/Ha) permite considerar una intensidad de lluvia uniforme.

3. La Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, como ya se mencionó anteriormente, han elaborado un plano de curvas isopletas para la Ciudad de México; por lo que ubicando la zona de estudio en dicho plano, se observa que la intensidad media de lluvia oscila entre valores de 3.2 y 3.5 cm/hora, para un período de retorno de 2 años, por lo que aplicándole el factor de frecuencia para un período de 5 años, resulta una intensidad igual a 4.1 cm/hora, misma que se presenta en la primera consideración. Y cuyo valor fue utilizado para el diseño del sistema de alcantarillado.

HIDRAULICA

a). PRINCIPIO FUNDAMENTAL.

Si hacemos una similitud entre los escurrimientos naturales y los que se presentan a través de los sistemas de alcantarillado, encontramos, que estos se comportan de manera semejante, en ambos casos sus flujos se verifican por la acción de la gravedad, además la superficie libre del líquido esta en contacto solamente con la atmósfera. Salvo que en las alcantarillas eventualmente se generan algunas presiones debidas a la formación de gases producto de la descomposición de materia orgánica, la cual se considera despreciable, pues generalmente estos sistemas cuentan con estructuras para su ventilación.

b). FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO.

Las leyes de la hidráulica se aplican para determinar los principales factores que efectúan el flujo del agua, en los sistemas de alcantarillado, como son:

1. Velocidad
2. Pendiente
3. Diámetro
4. Tirante

1. VELOCIDAD.

Se empleará la fórmula de Manning (1890) para calcular la veloci-

dad del agua en las tuberías cuando trabajen llenas, y además de ella las relaciones hidráulicas y geométricas de esos conductos, al operar parcialmente llenos.

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

donde:

V = velocidad media del escurrimiento (m/seg)

n = coeficiente de rugosidad

Rh = radio hidráulico

S = pendiente hidráulica

Rh : Es la relación que existe entre el área hidráulica y el perímetro mojado.

$$Rh = \frac{A}{P}$$

donde:

A = área hidráulica de la sección ocupada, por el fluido (m²)

P = perímetro mojado o línea de contacto entre el conducto y el fluido (m).

2. PENDIENTE.

Las pendientes de las tuberías deberán seguir hasta donde sea posible, la inclinación del terreno, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando siempre en cuenta:

Pendiente Mínima:

Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 45cm/seg, se recomienda cuando sea esto posible, no utilizar - pendientes mínimas, pues demandan mayores diámetros y originan -- menores velocidades, limitando la capacidad hidráulica de la tube- rfa propiciando el azolve del área del flujo.

Pendiente Máxima:

Se acepta como pendiente máxima aquella que produce una velocidad máxima de 3.0 m/seg, al caudal que escurre a tubo lleno, se ha ob- servado que velocidades entre 0.6 y 3.0 m/seg son autolimpiantes, sin embargo el uso de pendientes mayores al desnivel del terreno da lugar a mayores excavaciones.

3. DIAMETROS.

Deberá seleccionarse el diámetro de las tuberías de manera que - su capacidad sea tal, que a gasto máximo, el agua escurra sin pre- sión interior y con un tirante para gasto mínimo que permita ---- arrastrar las partículas sólidas en suspensión

Diámetro Mínimo:

La experiencia en la conservación y operación de estos sistemas - a través de los años, ha demostrado universalmente que el diámetro mínimo que deben tener las tuberías, tendiendo a evitar las fre-- cuentes obstrucciones en ellas es de 20 cm, para el sistema sepa-

rado y 30 cm para el combinado,

También debe tomarse en cuenta que el equipo necesario para su limpieza no es menor de 10 cm.

Diámetro Máximo:

El diámetro máximo de la tubería por emplear, está prácticamente -- regido por el volumen a conducir, en la actualidad el diámetro mayor que se fabrica es el de 2.44 m pero el drenaje profundo de nuestra ciudad, cuenta con túneles hasta de 6.5 m de diámetro; sin em--- bargo, estos conductos exigen un procedimiento constructivo espe--- cial, generalmente muy costoso, por lo que es común el cambio a ca--- nales a cielo abierto de sección trapecial, preferentemente.

DETERMINACION DEL DIAMETRO MAS ADECUADO

El proceso consiste en aplicar dos de las ecuaciones más comunes en la hidráulica, la primera en la fórmula desarrollada por Manning, de la cual - se ha comentado con anterioridad, y la segunda es la de continuidad, ecua--- ción que se basa en el principio de la conservación de la materia.

"La materia no se crea ni se destruye, sólo se transforma".

Desde el punto de vista hidráulico, la masa de un fluido que en la uni--- dad de tiempo entra a un volumen especificado dentro del flujo, una parte - queda almacenada en su interior y el resto sale del volumen. Si el volumen

que se estudia es de forma y magnitud constante, el almacenamiento no puede ser indefinido. Este volumen de control se aplica lo mismo a un volumen de control de tamaño diferencial que a uno finito, de lo cual se deriva la llamada ecuación de continuidad.

$$Q = A V$$

Donde:

$$Q = \text{gasto}^{(1)} \text{ en m}^3/\text{seg} \quad L^3 - T^{-1}$$

$$A = \text{sección transversal del conducto} \quad L^2$$

$$V = \text{velocidad media del fluido} \quad L^1 T^{-1}$$

Si el régimen es permanente y el conducto tiene sección variable, la velocidad también lo es para cada sección e inversamente proporcional a ella, de tal manera que:

$$Q = A_1 S_1 = A_2 S_2 = A_3 S_3 = \text{Constante}$$

Una vez establecidas las ecuaciones anteriores. Para la determinación del tamaño necesario del tubo para una cantidad de agua dada, tendríamos:

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

$$Q = V A$$

Considerando un tubo circular trabajando lleno, el radio hidráulico es un cuarto del diámetro ($D/4$), y tomando en cuenta que tratándose de tubería

(1) Gasto se define como el volumen del fluido que pasa por la sección del conducto de la unidad del tiempo $Q = \frac{V}{t}$.

de concreto, el valor del coeficiente de rugosidad $n = 0,013$, por lo tanto la velocidad quedará expresada de la siguiente manera:

$$V = \frac{1}{0.013} (D/4)^{2/3} S^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{0.013} 0.3968 D^{2/3} S^{1/2}$$

$$V = 30.53 D^{2/3} S^{1/2}$$

Por continuidad:

$$Q = 0.7854 D^2 (30.53 D^{2/3} S^{1/2})$$

$$Q = 23.978 D^{8/3} S^{1/2}$$

Despejando el diámetro, tendremos:

$$D = \left(\frac{Q}{23.978 S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Que es la ecuación con la que podemos determinar el diámetro, para $n = 0.013$ conocidos Q y S .

La expresión general para cualquier tipo de material queda expresada de la siguiente manera.

$$Q = \frac{0.3117}{n} D^{8/3} S^{1/2}$$

Despejando el diámetro, tendremos:

$$D = \left(\frac{Qn}{0.3117 S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$n =$ coeficiente de rugosidad que dependerá del tipo de material utilizado.

Esta ecuación ha servido de base para el desarrollo de múltiples gráficas, tablas y nomogramas (como las mostradas al final de este capítulo) que permiten conocer el diámetro necesario para conducir cierto gasto con una pendiente dada.

Para seleccionar el diámetro óptimo, deberá tomarse en cuenta que para que esto suceda, la sección debe operar como canal, es decir, a la presión atmosférica.

Por lo anterior y en general para los casos en que el conducto trabaje parcialmente lleno, deberán comprobarse las condiciones reales que se verifiquen dentro de él, o sea, su tirante y velocidad con objeto de revisar si éstos últimos se encuentran dentro de los límites especificados para su correcto funcionamiento.

Para hacer tal revisión existen varios métodos, entre los que figuran:

- a). Analítico - Consiste en la aplicación de las ecuaciones de continuidad y Manning.

$$Q = V A \quad (1)$$

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

Sustituyendo 2 en 1

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{2/3} S^{1/2}$$

V.T. Chow, separó esta expresión de tal forma que en un miembro

de ésta, los parámetros dependieran exclusivamente de la geometría del conducto, a la que designó como Módulo de Sección.

$$A R_h^{2/3} = \frac{Q_n}{S^{1/2}}$$

En ésta ecuación se demuestra que para una combinación particular de N , Q y S , existe un tirante único Y_n , con el cual se establece el flujo uniforme, siempre y cuando el Módulo de Sección, sea función continua y creciente del tirante Y_n . La condición recíproca también se cumple, es decir, dados Y_n , N y S , habrá un gasto único Q con el cual se establece el flujo uniforme, y se conoce como gasto normal.

Los valores del área hidráulica (A), perímetro mojado (P) y radio hidráulico (R_h) para diferentes tirantes, puede calcularse como muestra a continuación.

Los elementos hidráulicos en un conducto varían con el tirante o profundidad de la corriente y se refieren a la sección de la misma, por lo que siendo esta variable, también dichos elementos lo serán. Cuando el agua que circula por un tubo lo hace a tubo lleno, los elementos hidráulicos se confunden con los del conducto, pero cuando la corriente llena solo parcialmente la sección de éste, el área hidráulica o mojada sólo es parte de ella el tirante es una fracción del diámetro y las características hidráulicas variarán de acuerdo con el valor de ésta adopte. De lo anterior se tiene que para un gasto mínimo que circula por una alcantarilla, tendrá por lo tanto una sección mojada muy pequeña. Para este tipo de situaciones la

velocidad del fluido debe ser tal que el movimiento del mismo tenga la capacidad suficiente de ser autolimpiante.

ELEMENTOS HIDRAULICOS DE UNA SECCION CIRCULAR

Considerando el tubo lleno:

$$T = D$$

Area mojada igual a la superficie del circulo.

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 0.7854 D^2$$

Perímetro mojado:

$$P = \pi D = 3.1416 D$$

Radio hidráulico:

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{\pi D^2}{4\pi D} = \frac{D}{4} = 0.25 D$$

Cuyos parámetros son los necesarios para la aplicación de las expresiones de Manning y en forma análoga la de Continuidad.

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

$$Q = V A$$

Cuando la corriente ocupa solamente la mitad del conducto, las expresiones de los parámetros son:

$$a = \frac{\pi A^2}{8} = 0.3927 D^2$$

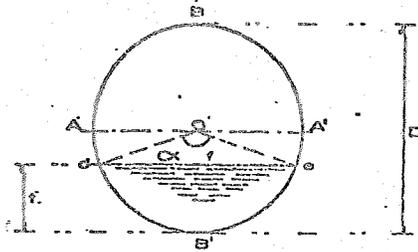
$$p = 0.5 \pi D = 1.5708 D$$

$$r = \frac{a}{p} = \frac{\pi D^2}{8(0.5 \pi D)} = \frac{D}{4} = 0.25 D$$

De lo indicado anteriormente se demuestra la peculiaridad que $T = D$ y $T = D/2$, la velocidad con que circula el agua es la misma, y por continuidad se deduce que el gasto corresponde a la mitad del relativo a tubo lleno.

ELEMENTOS HIDRAULICOS PARA UN TIRANTE CUALQUIERA

Sea la sección que se muestra en la figura:



1º Perímetro (p):

$$p = \text{arco } (d B'e)$$

De la proporcionalidad entre longitudes de arcos y los ángulos en grados que subtiende:

$$\frac{p}{\alpha} = \frac{\pi D}{360^\circ}$$

De donde:

$$p = \frac{\pi D \alpha}{360^\circ}$$

$$\cos \frac{\alpha}{2} = \frac{D/2 - t}{D/2}$$

Una fracción negativa indica un ángulo mayor de 180°, por lo tanto un tirante mayor de D/2.

2ª Area mojada (a)

$$a = \text{casquete (f d B' e f)}$$

$$a = f d B' e f = \text{sector c.d B' e f} - \text{triángulo c d e c}$$

$$\text{sector c d B' e c} = \frac{1}{2} \text{ arco d B' e } \frac{D}{2}$$

Como:

$$\text{arco d B' e} = p \frac{\pi \alpha D}{360^\circ}$$

Sector c d B' e c

$$\frac{1}{2} \frac{\pi}{360^\circ} D \frac{D}{2} = \frac{D^2}{8} \frac{\pi}{180^\circ}$$

$$\text{triángulo c d e c} = \frac{1}{2} \text{ de x f o}$$

Como:

$$d e = 2 t d = 2 R \text{ sen } \frac{\alpha}{2} \quad \text{y } t o = R \text{ cos } \frac{\alpha}{2}$$

$$\text{triángulo c d e c} = \frac{1}{2} 2 R \text{ sen } \frac{\alpha}{2} \times R \text{ cos } \frac{\alpha}{2}$$

Como:

$$\text{Sen } \frac{\alpha}{2} \text{ cos } \frac{\alpha}{2} = \text{sen } \frac{\alpha}{2}$$

Por lo tanto:

$$\text{Triángulo c d e c} = \frac{D^2}{4} \text{ sen } \frac{\alpha}{2} = \frac{D^2 \text{ sen } \alpha}{8}$$

Finalmente:

$$a = \frac{D^2}{8} \frac{\pi}{180^\circ} \alpha - \frac{D^2}{8} \text{ sen } \alpha$$

$$a = \frac{D^2}{8} \left(\frac{\pi \alpha}{180^\circ} - \text{sen} \alpha \right)$$

$$a = (0.002181657 \cdot \alpha - 0.125 \text{ sen} \alpha) D^2$$

3º Radio Hidráulico (r)

$$r = \frac{a}{p} = \frac{\frac{D^2}{8} \left(\frac{\pi \alpha}{180^\circ} - \text{sen} \alpha \right)}{\frac{\pi \alpha D}{360}}$$

$$r = \frac{D^2}{8} \frac{\pi \alpha - 180 \text{ sen} \alpha}{\frac{\pi \alpha D}{2}}$$

$$r = \frac{\pi D \alpha}{4} - \frac{180^\circ \text{ sen} \alpha}{\pi \alpha} = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{180 \text{ sen} \alpha}{\pi \alpha} \right)$$

$$r = \left(\frac{1}{4} - \frac{45^\circ \text{ sen} \alpha}{\pi \alpha} \right) D$$

$$r = \left(0.25 - 14.3239 \frac{\text{sen} \alpha}{\pi \alpha} \right) D$$

En virtud de que el proceso es iterativo, es recomendable el empleo de la siguiente tabla.

γ (cm)	A (m ²)	P (m)	Rh (m)	Rh ^{2/3}	ARh ^{2/3}	$\frac{Qn}{S^{1/2}}$

Para la elaboración de la tabla anterior se procede como sigue:

- 1.- Se supone un valor de Y cualquiera, menor que el diámetro en cuestión.
- 2.- A partir del valor de Y se calculan los valores de A, P y Rh, utilizando las expresiones indicadas anteriormente.
- 3.- Se determina el valor de $ARh^{2/3}$ y se verifica si se cumple la igualdad.

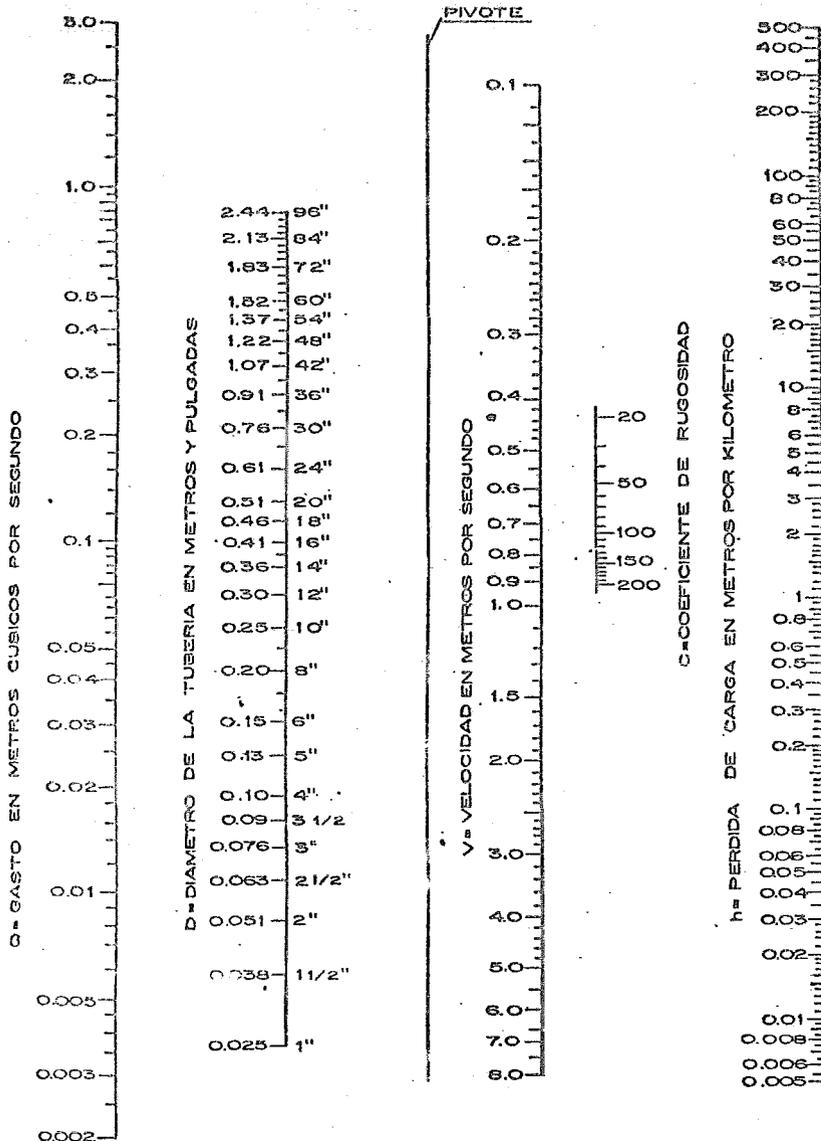
$$ARh^{2/3} = \frac{Qn}{S^{1/2}}$$

Como puede notarse, el proceso resulta bastante laborioso, por lo que - para facilidad de los cálculos anteriores fueron desarrollados múltiples gráficos, tablas y nomogramas.

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE TUBOS DE CONCRETO

$$A = 0.25 \pi D^2 \quad n = 0.013 \quad V = \frac{R^{2/3}}{n} S^{1/2} \quad R^{2/3} = (0.25D)^{2/3} \quad Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Díámetro cm	Area	Radio Hidráulico $R^{2/3}$	Velocidad $v = v' (S^{1/2})$	Gasto $Q = Q' (S^{-1/2})$
10	0.0078539	0.085408	6.576749 $S^{1/2}$	0.051653 $S^{1/2}$
15	0.0176714	0.112033	8.6179917 "	0.1522921 "
20	0.0314159	0.135719	10.439963 "	0.3279803 "
25	0.0490873	0.157488	12.114513 "	0.594668 "
30	0.0706858	0.177843	13.680240 "	0.966998 "
38	0.1134114	0.208199	16.015320 "	1.8163199 "
45	0.1590436	0.233040	17.926210 "	2.8510382 "
60	0.2827433	0.282309	21.716078 "	6.1400756 "
76	0.4536459	0.330496	25.422795 "	11.533005 "
91	0.6503882	0.372665	28.666550 "	18.644386 "
107	0.8992023	0.415158	31.935270 "	28.716268 "
122	1.1689366	0.453104	34.854176 "	40.744065 "
152	1.8145839	0.524631	40.356266 "	73.229831 "
183	2.6302199	0.593735	45.671952 "	120.127280 "
213	3.5632729	0.656969	50.536148 "	180.074090 "
244	4.6759465	0.719259	55.327683 "	258.709290 "
300	7.0685834	0.825481	63.498540 "	448.844730 "
350	9.6211275	0.914826	70.371232 "	677.050600 "
400	12.566370	1.000000	76.923076 "	966.643830 "
450	15.904312	1.081687	83.206738 "	1323.345900 "
500	19.634954	1.160398	89.261390 "	1752.643300 "



NOMOGRAMA PARA CALCULO DE TUBERIAS
 POR LA FORMULA HAZEN - WILLIAMS

$$V = 0.849 C^{0.63} S^{0.54}$$

CAPITULO V

RED INTEGRAL DE DRENAJE

TRAZO DE LA RED.

Debido al trazo del eje de Metro, el conjunto fue dividido en dos zonas, oriente y poniente. La zona oriente comprende todo el área por los talleres, la zona oriente engloba las áreas comerciales, paraderos de autobuses, estacionamiento público y estación, según se muestra en la fig. V.1.

Por la razón anterior y ante la imposibilidad de efectuar, un cruce sobre el cajón de Metro en un sitio tan próximo a la estación, la red del sistema de drenaje también se dividió en dos, red oriente y red poniente.

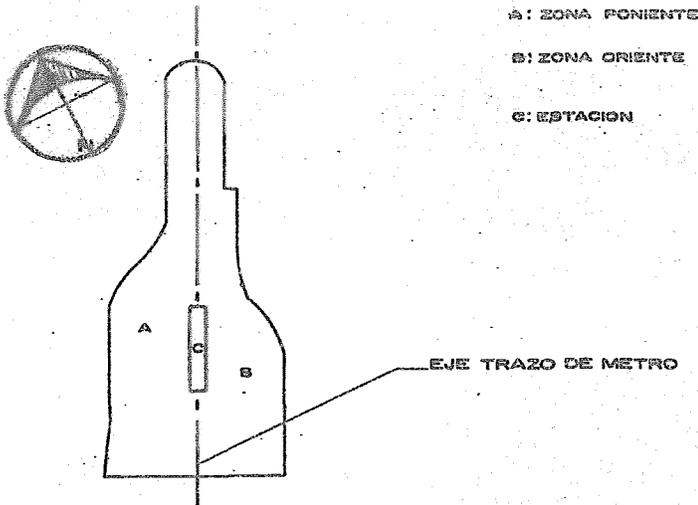


Fig. V.1

Antes de describir las redes mencionadas conviene aclarar que en este capítulo sólo se trata la red interna, es decir, la desarrollada dentro del conjunto. Se omiten los detalles de la red de colectores de conducción y descarga, misma que se verá en el capítulo siguiente.

RED ORIENTE.

En la zona de peines ó vías, es decir en las zonas de balasto, se localizaron los conductos de concreto simple de 20 y 25 cm de diámetro perforados con objeto de servir como drenes, ubicando registros de inspección a distancias que permitan su limpieza.

Para lograr lo anterior, se procederá de la siguiente manera: La excavación en la zona de peines, se hará desde la superficie del terreno natural, cuya elevación aproximada es 2245.90 m hasta el nivel 2244.25 m s.n.m.; manteniendo taludes de 0.25: 1, tanto en el sentido longitudinal como en el transversal, compactándose el fondo hasta alcanzar un grado mínimo de compactación $90 \pm 2\%$ según la norma Aashto Estandar T99-74.

Posteriormente se efectuará la colocación del material de terracería en capas de 30 cm de espesor, compactados a la especificación anterior.

La terracería tendrá 1.05 m de espesor máximo en la zona del parteaguas y decreciendo en una proporción del 2% hasta el nivel del dren.

En el caso de la nave de depósito, se localizaron alcantarillas a sus costados con objeto de recibir las descargas de aguas pluviales. El drenaje del resto de los talleres siguió los principios de cualquier sistema, es decir, procurar la eliminación rápida y segura de las aguas. En los caminos de acceso para automóviles y en el estacionamiento, la atarjea se instaló al centro del arroyo y con pozos de visita a una distancia no mayor de 60 m según lo especificado en las Normas de Proyecto, para tramos rectos, en deflexiones e intercomunicación con otras atarjeas.

Los subcolectores resultantes descargarán al par de colectores en: Calzada del Rosario uno y en la calle de San carlos el otro. Los detalles generales de esta red se encuentran en el plano No. 1.

RED PONIENTE.

La captación en estas zonas se hizo mediante coladeras pluviales de banqueta excepto en el estacionamiento público, debido a que en este no habrá banquetas de seguridad, en este caso se utilizaron de piso. Su ubicación fue de acuerdo al proyecto de secciones niveladas en las vialidades, con una separación media de 25.00 m.

TRAZO.

Para efectuar el trazo de este sistema, previamente se efectuó lo respectivo a las vialidades, andenes de ascenso y descenso de pasajeros, zonas

jardinadas, definiéndose así, las áreas para la circulación de vehículos.- En forma análoga al caso anterior las atarjeas se alojaron al centro del arroyo de la vialidad con pozos de visita a una distancia no mayor de 60 m, en tramos rectos, en deflexiones e intercomunicaciones con otras atarjeas.

El colector se localizó en la vialidad más amplia e importante, además de que la pendiente del terreno permitió tal situación.

A los sistemas que más se semejaron las redes anteriores son: peine en su mayoría y bayoneta en el estacionamiento público como se ve en el plano correspondiente.

En los casos en que el diámetro de la alcantarilla excedió al de los subcolectores, hubo necesidad de instalar paralelamente a éste, una atarjea "madrina" para recibir las descargas de las coladeras pluviales, debido a que las especificaciones de la Dirección de construcción y Operación Hidráulica, indican que no deben existir conexiones directas, tipo "slant" en los colectores.

1.2 EVALUACION DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Aguas residuales. Son aquellas aguas de desecho producto del uso doméstico e industrial. Las aguas residuales domésticas engloban los líquidos de desecho de las casas habitación, establecimientos comerciales, etc,

y están constituidas por las aguas negras, así como las aguas que se originan en las operaciones de lavado y limpieza.

En las aguas residuales de las industrias se tendrán dos tipos de flujos de desperdicio. Uno de éstos será el originado por las sustancias de desecho en los diferentes procesos de fabricación y el otro es el debido al uso doméstico de los empleados.

DISTRIBUCIÓN DE PERSONAL.

La distribución de los empleados en las diferentes zonas de los talleres se muestra en la tabla V.2.1, con la distribución anterior, podemos determinar el número de muebles sanitarios necesarios en éstas instalaciones, según el criterio establecido en el Reglamento de Ingeniería Sanitaria relativo a edificios. (Tabla V.2.2.).

DISTRIBUCION DE PERSONAL EN LOS TALLERES

C O N C E P T O	No. DE EMPLEADOS
Fosa de revisión	5
Nave de pequeña revisión	180
Almacén General	10
Servicios Generales	50
Caseta de Cisterna	5
Nave de Depósito	40
Puesto de Maniobras	3
Cabina de Pilotaje	2
Nave de Vehículos Aux.	20
Acceso principal	4

TABLA V.2.1.

TIPO DE EDIFICIO U OCUPACION	INODORO		MINGITORIO	LAVABOS	TINAS O REGADERAS	BEBIDAS
	Núm. de personas	Núm. de Muebles				
Fábricas	1 - 9	1	Sustituye un W. C. por cada mingito-- rio que se instale sin que el número de excusados se re- duzca a 2/3 de la columna anterior.	Uno por ca- da 100 per- sonas y 1 por cada 10 que pasan de 100	Uno por cada - 15 personas -- expuestas a -- calor excesivo o contamina--- ción en la --- piel con infec- ciones o mate- rial irritante	Uno por - cada 25 - personas.
Centros Comerciales	10 - 24	2				
Fundiciones	25 - 49	3				
Establecimientos	50 - 74	4				
Similares	75 - 100	5				
	Un mueble por cada 30 empleados adi- cionales.					
TABLA V.2.2 CRITERIO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE MUEBLES						

Establecido el criterio anterior y de acuerdo a la Tabla V.2.1, estamos en posibilidad de determinar el número de muebles sanitarios en nuestras instalaciones.

CONCEPTO	No. DE EMPLEADOS	MUEBLES SANITARIOS			
		LAVABOS	MINGITORIOS	REGADERAS	W.C.
Fosa de revisión	5	1			1
Nave de pequeña revisión	180	9	18	12	12
Almacén General	10	1	1	1	1
Servicios generales	50	4	5		4
Caseta de cisterna	5	1			1
Nave de depósito	40	3	4	3	4
Puesto de Maniobras	3	1			1
Cabina de pilotaje	2	1			1
Nave de vehículos auxil.	20	2	2	2	2
Acceso principal	4	1			1
T o t a l e s	319	25	30	18	28

TABLA V.2.3 NUMERO DE MUEBLES SANITARIOS POR ZONA

GASTO DE DISEÑO.

Para evaluar el gasto de las aguas residuales, se utilizará el "Método de la Unidad Mueble" ya que por las actividades que aquí se desarrollan y por el tipo de instalaciones es el criterio que proporciona resultados más razonables, como a continuación veremos.

METODO DE LA UNIDAD MUEBLE.

Se puede aplicar en el diseño de instalaciones pequeñas, Hospitales, Hoteles, Edificios de Oficina, Fábricas, etc., de manera que se tenga amplia capacidad para los gastos pico que se presentan frecuentemente durante ciertas horas del día.

Una unidad mueble es la descarga de 28 lt/min, que corresponde aproximadamente al valor de la descarga de un lavabo corriente; resulta así -- que la asignación unidad mueble para cada artefacto sanitario, se hace mediante la comparación aproximada de acuerdo con el criterio anterior.

A continuación se presenta una relación UM-Unidad Sanitaria, para cada uno de los elementos sanitarios.

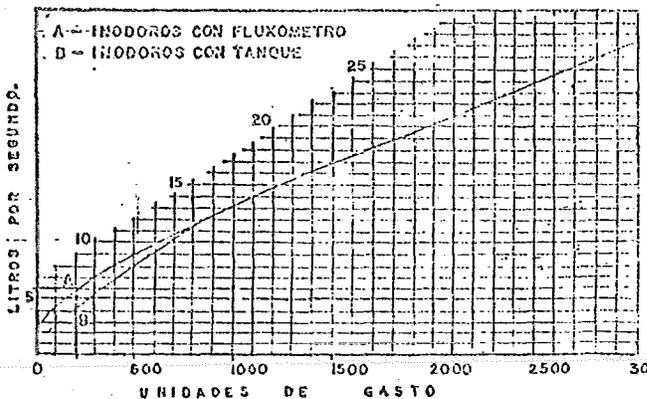
TIPO DE MUEBLE	U M
Lavabo	1
Mingitorio	2
Regadera	2
Inodoro	3

GASTO MAXIMO PROBABLE

CONCEPTO	UNIDADES MUEBLE
Fosa de revisión	4
Nave de pequeña revisión	105
Almacén general	8
Servicios generales	26
Caseta de cisterna	4
Nave de depósito	29
Puesto de maniobras	4
Cabina de pilotaje	4
Nave de vehículos aux.	16
Acceso principal	4
TOTAL	204

TABLA V.2.4 NUMERO DE UNIDADES MUEBLE

Con el total de muebles sanitarios determinamos el gasto máximo probable, a partir de las curvas de Hunter, como se indican en la gráfica. El gasto esperado es de 6 lps.



Además del gasto afluente del uso doméstico de los empleados, en la nave de pequeña revisión se presentará, otro gasto de descarga similar de rivado del lavado de los convoyes. Este gasto es de aproximadamente 12 -- lps.

Como podrá notarse las aportaciones de las aguas residuales son suma mente pequeñas, por tanto despreciables, ya que representan menos del 1% del gasto pluvial.

SECUELA DE CALCULO.

A continuación se da una breve explicación de la mecánica para llenar la tabla de cálculo y diseño de la red de drenaje. En esta explicación se omiten las consideraciones referentes a la intensidad de diseño tratadas - en el capítulo 4. Más bien se presenta un formato completo para el diseño de un sistema de drenaje pluvial.

Columna 1. En esta columna se anota la letra con que se designó al subcolector, para mejor identificación en el plano correspondiente.

Columna 2. Como en el caso de la columna anterior se anota ahora el número con que se clasificó la atarjea.

Columna 3. Aquí se anotan los números de los pozos que limitan el tramo - en cuestión.

Columna 4. Longitud del tramo en cuestión en metros.

AREAS.

Columna 5. En esta columna se encuentran los valores correspondientes al total del área de aportación al tramo. Para la determinación de este valor se procedió a arear la zona por el método de --- triangulación o sea, transformar la figura a una regular de -- expresiones sencillas para determinar su área.

Para evaluar el área total, fue necesario identificar cada una

Columna 11. Tiempo de concentración. t_c

$$t_c = t_e + t_s \quad (\text{min}).$$

INTENSIDADES.

Columna 12. Como ya se mencionó anteriormente para determinar el valor de i se tomaron las curvas de intensidad - duración - período de retorno, elaboradas por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del D. D. F., para la cuenca del Valle de México, eligiéndose la curva para un período de retorno de 5 años. Como la curva se ajusta a la expresión.

$$i = \frac{320}{\sqrt{t}}$$

A partir de ésta, se determina el valor de i para cualquier tiempo (t), correspondiente a t_c para el tramo en cuestión.

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.

Columna 13. Para determinar el coeficiente de escurrimiento medio para el tramo en cuestión se aplica la expresión.

$$C_m = \frac{A_1}{A_t} C_1 + \frac{A_2}{A_t} C_2 + \frac{A_3}{A_t} C_3 \dots \dots \dots \frac{A_n}{A_t} C_n$$

- Donde: C_m = Coeficiente de escurrimiento medio.
 A_t = Area total de aportación en el tramo.
 A_i = Porción de área que integra al total.
 C_i = Coef. de esc. respectivo para A_i .

de sus componentes como por ejemplo: El área de balasto, asfalto, jardinadas, techada, etc.

Columna 6. Es la suma de las áreas aguas arriba del tramo en cuestión, -- para cada tramo.

Columna 7. Esta columna engloba los valores de la suma de las columnas anteriores, tramo a tramo, en el subramal desde su cabeza, hasta el tramo considerado.

Columna 8. Es la suma del total de cada subramal desde su cabeza, hasta su descarga al ramal.

TIEMPOS.

Columna 9. Tiempo de entrada o flujo superficial. Tiempo empleado por -- las aguas precipitadas en los puntos más alejados de la primera coladera. La estimación para el tiempo de entrada se hizo aplicando la ecuación propuesta por V. T. Chow para áreas pequeñas.

$$t_e = 0.303 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

Los parametros de esta expresión fueron descritos anteriormente.

Columna 10. Tiempo de escurrimiento o tiempo de recorrido en la tubería, -- se calcula suponiendo una velocidad de escurrimiento de 0.5 a 2.0 m/seg. (sujeta a revisión según la pendiente del tubo).

$$t_{esc} = \frac{L}{v} \quad (\text{seg}).$$

GASTOS.

Columna 14. Para determinar el gasto propio al tramo en cuestión, se aplicó la fórmula del método racional americano.

$$Q = 27.7778 c i a$$

Donde los parámetros son característicos del tramo.

Columna 15. Es la suma del caudal aguas arriba del tramo.

Columna 16. Es la suma del caudal en el subramal desde la cabeza hasta el tramo considerado.

Columna 17. Es la suma de caudal en todo el subramal (aportación al ramal principal).

FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO.

Columna 18. Aquí aparece la pendiente, en milésimas, propuesta para el tramo.

Columna 19. Diámetro propuesto para la conducción del gasto en el tramo. - En el capítulo IV se expusieron las formas más comunes para su determinación.

Columna 20. Gasto a tubo lleno. Para el diámetro de la columna anterior - conocida la pendiente se determina el gasto que puede conducir la sección, a partir de la tabla de relaciones hidráulicas a tubo lleno.

Columna 21. Velocidad a tubo lleno de manera análoga como en la columna anterior, podemos determinar la velocidad media con que el fluido.

Columna 22. Para la determinación del tirante que alcanza el gasto de la - columna 7 u 8 que corresponda, se utilizaron nuevamente las ta-
blas de relaciones hidráulicas para sección parcialmente lle-
na.

Columna 23. De la misma forma que la columna anterior con el uso de la ta-
bla mencionada determinamos la velocidad real conque fluye el
agua.

ELEVACIONES.

Columna 24. En esta columna figura la elevación de plantilla con que ini-
cia la atarjea el tramo considerado.

Columna 25. Elevación correspondiente a la plantilla conque la atarjea fi-
naliza el tramo.

Columna 26. Elevación de brocal o terreno natural en el pozo al final del
tramo.

PROFUNDIDADES.

Columna 27. Diferencia de elevaciones entre el brocal y la plantilla del -
pozo donde inicia el tramo.

Columna 28. Diferencia de elevaciones entre el brocal y la plantilla del -
pozo donde termina el tramo.

Columna 29. Valor medio entre las dos columnas anteriores.

AREA TRANSVERSAL.

Columna 30. Valor obtenido del producto del ancho de cepa respectiva y el valor que aparece en la columna anterior.

* (tabla anexa al final de este capítulo).

Columna 31. Producto de la columna anterior y la columna 3.

DIMENSIONES DE CEPAS PARA ALCANTARILLADO.

DIAMETRO DE LA TUBERIA (m.)	ANCHO DE LA CEPAS (m.)	PROFUNDIDAD (m.)
0.20	0.60	1.50
0.30	0.75	1.50 a 2.50
0.38	0.90	2.00 a 3.00
0.45	1.00	2.50 a 3.50
0.60	1.20	2.50 a 3.50
0.76	1.50	2.50 a 3.50
0.91	1.75	2.50 a 3.50
1.07	1.90	2.50 a 3.50
1.22	2.00	2.50 a 4.00
1.52	2.50	4.00 a 6.00
1.83	2.80	4.00 a 8.00
2.13	3.20	4.50 a 8.00
2.44	3.60	5.00 a 9.00
3.15 (*)	4.70	5.00 a 7.00
3.50 (*)	5.30	6.00 a 8.00

=====
(* En estos diámetros serán coladas en sitio.

HOJA DE CALCULO PARA EL DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

RED ORIENTE I

RAMAL	SUBRAMAL	TRAMO	LONGITUD	AREAS (m ²)				TIEMPOS (min)			INTENSIDAD (l/m ² s)	COEF. ESC.	GASTOS (l.p.s.)				FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO					ELEVACIONES (m)			PROFUNDIDADES (m)			AREA (m ²)	VOL. (m ³)	
				PROPIA	TRIBUTARIA	ACUMULADA SUBRAMAL	ACUMULADA RAMAL	ENTRADA	ESC.	CONC.			PROPIO	TRIBUTARIO	ACUMULADO SUBRAMAL	ACUMULADO RAMAL	PENDIENTE S	DIAMETRO Ø (mm)	TUBO LLENO		SEMI LLENO		ENTRADA	SALIDA	BROCAL	ENTRADA	SALIDA			MEDIA
																			Q (l/s)	V (m/s)	d (mm)	V (m/s)								
		1 2	45	0.5016		0.5016				4.1	0.40	22.8508		22.8508		3.0	50	54	0.75	13.50	0.712	42.80	42.80	44.37	1.57	1.37	1.70	1.273	57375	
		2 3	45	0.2904	0.5016	0.7920				4.1	0.40	13.2294	22.8508	36.0802		3.0	30	54	0.75	10.00	0.802	42.66	42.53	44.57	1.83	2.04	1.35	1.447	55115	
		3 4	45	0.2835	0.7902	1.0755				4.1	0.40	12.9151	36.0802	48.9953		3.0	30	54	0.75	22.30	0.850	42.53	42.39	44.67	2.04	2.29	2.16	1.620	72900	
	XIV	4 5	45	0.2790	1.0755	1.3545				4.1	0.40	12.7101	48.9953	61.7054		3.0	30	54	0.75	21.80	0.924	42.39	42.25	44.75	2.28	2.30	2.39	1.792	80610	
		5 6	45	0.2790	1.3545	1.6335				4.1	0.40	12.7101	61.7054	74.4155		3.0	38	100	0.88	24.70	0.960	42.25	44.11	44.85	2.50	2.74	2.62	2.338	106110	
		6 7	45	0.2790	1.6335	1.9125				4.1	0.40	12.7101	74.4155	87.1256		3.0	38	100	0.88	27.74	0.994	42.11	41.97	44.93	2.74	2.96	2.85	2.565	115420	
		7 8	70	0.4485	1.9125	2.3601				4.1	0.40	20.4318	87.1256	107.5574		3.0	45	156	0.98	27.43	1.058	41.97	41.76	45.14	2.96	3.38	3.17	3.487	244090	
		9																												
	XV	9 8	32	1.4432		1.4432				4.1	0.40	65.7463		65.7463		3.0	38	100	0.88	22.42	0.933	42.79	42.60	45.14	2.66	2.45	2.55	2.810	8990	
		8 8	45		3.8032	3.8032				4.1	0.40		173.2628	173.2628		5.0	45	202	1.27	32.40	1.435	41.76	41.54	44.29	2.45	2.75	2.60	2.660	12870	
		10																												
		10 11	37	0.0720		0.0720				4.1	0.40	3.2800		3.2800		3.0	30	54	0.75	5.10	0.375	44.18	44.07	45.18	0.92	1.11	1.01	0.757	28027	
	XVI	11 12	20	0.0315	0.0720	0.1035				4.1	0.40	1.4350	3.2800	4.7150		3.0	30	54	0.75	6.30	0.465	44.07	44.01	45.10	1.11	1.17	1.14	0.935	17100	
		12 14	20	0.0250	0.1035	0.1285				4.1	0.40	1.1388	4.7150	5.8538		3.0	30	54	0.75	6.90	0.495	44.01	43.95	45.18	1.17	1.23	1.20	0.960	18000	
		13																												
	XVII	13 14	25	0.0420		0.0420				4.1	0.40	1.9133	5.8538	7.7677		3.0	30	54	0.75	7.80	0.552	44.98	43.95	45.18	1.20	1.23	1.21	0.907	20872	
		14 15	45	0.0495	0.1705	0.2200				4.1	0.40	2.2550	7.7677	10.0222		3.0	30	54	0.75	8.70	0.562	45.91	43.77	45.28	1.27	1.49	1.38	1.235	45375	
	XVIII	15 16	45	0.0495	0.2200	0.2695				4.1	0.40	2.2550	10.0222	12.2772		3.0	30	54	0.75	10.20	0.613	43.77	43.86	45.35	1.49	1.71	1.68	1.200	34090	
		17																												
	XIX	17 18	15	1.2940		1.2940				4.1	0.40	58.9493		58.9493		3.0	38	100	0.88	20.90	0.915	43.57	43.48	45.69	1.86	2.21	2.05	1.827	27405	
		18 16	12		1.2940	1.2940				4.1	0.40		58.9493	58.9493		3.0	38	100	0.88	20.90	0.915	43.48	43.45	45.35	2.21	1.90	2.25	1.945	32140	
		19																												
		19 20	50	0.0715		0.0715				4.1	0.40	3.2574		3.2574		3.0	30	54	0.75	5.10	0.420	44.49	44.34	45.90	1.19	1.28	1.22	0.815	43350	
		20 21	50	0.0550	0.0715	0.1265				4.1	0.40	2.5057	3.2574	5.7632		3.0	30	54	0.75	6.90	0.495	44.34	44.19	45.92	1.28	1.33	1.25	0.987	68375	
		21 22	30	0.0350	0.1265	0.1615				4.1	0.40	1.5034	5.7632	7.2300		3.0	30	54	0.75	7.50	0.511	44.19	44.09	45.93	1.33	1.34	1.33	0.927	23225	
		22 16	45	0.0495	0.1585	0.2080				4.1	0.40	2.2551	7.2300	9.5218		3.0	30	54	0.75	9.70	0.570	44.09	43.95	45.35	1.34	1.40	1.36	1.029	45350	
		16 31	15		1.7725	1.7725				4.1	0.40		80.7536	80.7536		1.0	60	190	0.69	27.00	0.655	43.45	43.35	45.00	1.40	1.65	1.32	2.052	30750	
		23																												
		23 24	45	0.8618		0.8618				4.1	0.40	39.2800		39.2800		5.0	30	68	0.97	16.30	1.000	44.10	43.82	45.82	1.72	1.34	1.33	1.372	59017	
		24 25	28	0.4534	0.8618	1.3172				4.1	0.40	20.7461	39.2800	60.0061		5.0	30	68	0.97	22.20	1.090	43.82	43.74	45.82	1.94	2.08	2.01	1.277	42100	
		25 26	20	0.2550	1.3172	1.5722				4.1	0.40	11.6167	60.0061	71.6228		5.0	30	68	0.97	20.50	1.000	43.74	43.64	45.82	2.08	2.18	2.13	1.347	31350	
		26 27	25	0.2541	1.5722	1.8263				4.1	0.40	11.5757	71.6228	83.2985		5.0	38	128	1.13	22.42	1.190	43.64	43.51	45.87	2.18	2.36	2.27	2.043	51073	
		27 28	35	0.2902	1.8263	2.1165				4.1	0.40	13.2203	83.2985	96.1188		5.0	38	128	1.13	24.70	1.240	43.51	43.35	45.87	2.36	2.54	2.45	2.205	77175	
		31																												
		31 28	30	0.1275		0.1275				4.1	0.40	15.8087		15.8087		3.0	30	54	0.75	6.60	0.480	44.67	44.67	45.87	1.20	1.29	1.24	0.937	27900	
		29																												
		29 30	50	0.4146		0.4146				4.1	0.40	18.8888		18.8888		3.0	30	54	0.75	12.30	0.682	44.38	44.23	45.87	1.20	1.44	1.32	1.012	51600	
		30 29	50	0.2650	0.4146	0.6796				4.1	0.40	12.0731	18.8888	30.9620		3.0	38	100	0.88	14.44	0.774	44.43	44.35	46.67	1.44	1.54	1.49	1.341	37650	
		28 CC3	20		2.9236	2.9236	2.9236			4.1	0.40		153.1968	153.1968		1.0	60	190	0.68	37.20	0.754	44.33	43.02		1.34					
		49																												
		49 50	30	0.0924		0.0924				4.1	0.85	8.9449		8.9449		3.0	30	54	0.75	8.40	0.563	44.67	44.58	45.87	1.20	1.29	1.24	0.930	27900	
		50 51	30	0.0765	0.0924	0.1689				4.1	0.85	7.4056	8.9449	16.3505		3.0	30	54	0.75	11.40	0.660	44.58	44.48	45.87	1.29	1.38	1.33	0.997	29325	
		51 52	30	0.0885	0.1689	0.2574				4.1	0.85	8.3673	16.3505	24.9178		3.0	30	54	0.75	14.40	0.733	44.48	44.40	45.87	1.38	1.47	1.42	1.065	31950	
		52 53	41	0.0943	0.2574	0.3517				4.1	0.85	9.1288	24.9178	34.0466		3.0	30	54	0.75	17.40	0.795	44.40	44.28	45.87	1.47	1.57	1.53	1.147	47047	
		53 47	16		0.5517	0.5517				4.1	0.85		34.0466	34.0466		3.0	30	54	0.75	17.40	0.795	44.28	44.23	45.87	1.59	1.64	1.61			

HOJA DE CALCULO PARA EL DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

CONDUCCION 1

RAMAL	SUBRAMAL	TRAMO		LONGITUD	ÁREAS				TIEMPOS			GASTOS				FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO				ELEVACIONES			PROFUNDIDADES			AREA	VOL.					
		DE	A		PROPIA	TRIBUTARIA	ACUMULADA SUBRAMAL	ACUMULADA RAMAL	ENTRADA	ESC.	CONC.	I (m/seg)	C	PROPIO	TRIBUTARIO	ACUMULADO SUBRAMAL	ACUMULADO RAMAL	PENDIENTE S	DIAMETRO D (m)	TUBO LLENO		SEMI LLENO		ENTRADA	SALIDA			BROCAL	ENTRADA	SALIDA	MEDIA	
																				Q (L/Seg)	V (m/seg)	d (cm)	V (m/seg)									
	X	83	84	36	0.1120	0.1120	0.1120				4.1	0.85	10.843	10.843			3.0	30	54	0.75	9.3	0.580	44.61	44.50	46.14	1.53	1.64	1.565	1.158	42.785		
		84	85	36	0.1200	0.1200	0.1840				4.1	0.85	6.970	10.843	17.813			3.0	30	54	0.75	12.0	0.675	44.50	42.69	45.94	1.64	3.25	2.445	1.835	66.016	
	J	75	85	30		2.7288	2.7288				4.1	0.85	264.1841	264.1841			1.0	70	363	0.80	46.64	0.872	42.73	42.69	45.94	3.14	3.18	3.180	4.858	168.910		
		85	86	54		2.9128	2.9128				4.1	0.85	281.9977	281.9977			1.0	76	393	0.76	50.92	0.845	42.59	42.64	45.57	3.23	2.93	3.09	4.789	258.633		
		86	CC2	50		2.9128	2.9128				4.1	0.85	281.9977	281.9977			1.0	76	363	0.80	50.92	0.845	42.64	42.59	45.34	2.65	2.93	2.79	4.324	216.225		
	XI	109	110	42	0.1200	0.1200	0.1200				4.1	0.85	11.6170	11.6170			3.0	30	54	0.75	9.6	0.60	44.44	44.31	45.64	1.53	1.35	1.43	1.072	45.045		
		110	CC7	42	0.0840	0.1200	0.2400				4.1	0.85	8.1320	11.6170	19.7490			3.0	30	54	0.75	12.6	0.69	44.31	44.18	45.34	1.33	1.18	1.245	0.933	38.217	
		67	CC2	30		3.0755	3.0755				4.1	0.85	297.7493	297.7493			1.5	76	446	0.98	45.6	1.048	42.75	44.66	45.34	3.12	3.18	3.150	4.725	141.750		
		87	CC2	67		6.1923	6.1923				4.1	0.85	599.4970	599.4970			1.0	91	592	0.91	70.53	0.974	42.59	42.93	45.00	2.75	2.47	2.610	4.567	308.022		
		87	88	67		6.1923	6.1923	6.1923			4.1	0.85	599.4970	599.4970	599.497			1.0	91	592	0.91	70.53	0.974	42.53	42.48	45.00	2.47	2.61	2.54	4.445	291.813	
		90	91	46	0.1050	0.1050	0.1630				4.1	0.85	10.1650	10.1650			3.0	30	54	0.75	9.00	0.58	43.71	43.58	45.00	1.22	1.42	1.32	0.99	44.530		
		91	91	46	0.0580	0.1050	0.1630				4.1	0.85	5.6150	10.1650	15.7800			3.0	30	54	0.75	11.10	0.55	43.58	43.35	45.10	1.42	1.75	1.585	1.168	33.493	
		91	91	15		1.7723	1.7723	1.7723			4.1	0.40	80.7536	80.7536			1.0	60	190	0.69	27.00	0.655	43.35	43.35	45.10	1.40	1.65	1.520	2.052	30.780		
	H	91	92	42	0.0530	0.1630	0.2260				4.1	0.85	6.0990	96.5336	102.6326			1.4	60	239.6	0.82	27.6	0.797	43.35	43.29	45.08	1.75	1.79	1.770	2.194	100.399	
		92	93	35	0.0530	0.2260	0.2790				4.1	0.85	5.1310	102.6326	107.7636			1.4	60	239.6	0.82	28.2	0.795	43.29	43.24	45.05	1.79	1.81	1.810	2.430	25.070	
		93	94	57	0.850	0.2790	0.3640				4.1	0.85	8.2290	107.7636	115.9926			1.4	60	239.6	0.82	29.4	0.811	43.24	43.16	44.97	1.81	1.81	1.810	2.445	156.279	
		94	95	37	0.0530	0.3640	0.4490				4.1	0.85	6.2290	115.9926	124.2216			1.4	60	239.6	0.82	30.6	0.828	43.16	43.08	44.88	1.81	1.81	1.810	2.455	107.319	
		95	96	37	0.0530	0.4490	0.5340				4.1	0.85	8.2290	124.2216	140.8736			1.4	60	239.6	0.82	31.8	0.836	43.08	43.00	44.82	1.81	1.81	1.810	2.465	105.804	
		96	CC5	37	0.0530	0.5340	0.6190	0.6190			4.1	0.85	8.2290	140.8736	149.1026			1.4	60	239.6	0.82	33.0	0.852	43.00	42.92	44.77	1.82	1.82	1.820	2.477	104.293	
		28	CC5	70		2.9236	2.9236	2.9236			4.1	0.85	133.1958	133.1958			1.0	60	190	0.68	37.20	0.734	43.35	43.02	44.77		1.75	1.750	2.862	47.200		
		97	97	50		5.3151	5.3151				4.1	0.85239	274.4764	274.4764			1.0	76	393	0.80	50.18	0.88	42.92	42.87	44.85	1.85	1.88	1.85	2.968	128.000		
		97	98	50		5.3151	5.3151				4.1	0.85239	274.4764	274.4764			1.0	76	363	0.80	50.16	0.88	42.87	42.82	45.00	1.99	2.8	3.08	3.284	6.200		
		98	99	43		5.3151	5.3151				4.1	0.85239	274.4764	274.4764			1.0	76	353	0.80	50.16	0.88	42.82	42.77	44.35	2.18	3.18	2.8	3.374	45.247		
		99	100	43		5.3151	5.3151				4.1	0.85239	274.4764	274.4764			1.0	76	363	0.80	50.16	0.88	42.77	42.73	44.95	2.18	2.22	2.30	3.410	148.590		
		100	CC4	43		5.3151	5.3151				4.1	0.85239	274.4764	274.4764			1.0	76	353	0.80	50.16	0.88	42.73	42.70	45.10	2.22	2.40	2.31	3.589	93.981		
		103	104	53	0.1290	0.1290	0.1290				4.1	0.85	12.3920	12.3920			3.0	30	54	0.75	10.20	0.81	43.39	43.21	44.72	1.33	1.54	1.405	1.113	85.711		
		104	105	59	0.0890	0.1290	0.3180				4.1	0.85	9.5190	12.3920	20.3110			3.0	30	54	0.75	13.20	0.70	43.21	43.03	44.84	1.54	1.81	1.725	1.295	79.331	
		105	106	41	0.1410	0.3180	0.3570				4.1	0.85	13.8500	20.3110	34.5620			3.0	30	54	0.75	17.40	0.79	43.03	42.81	44.99	1.81	1.88	1.845	1.885	36.235	
		106	107	41	0.1410	0.3570	0.4980				4.1	0.85	15.6500	34.5620	49.2120			3.0	30	54	0.75	22.20	0.85	42.81	42.79	44.84	1.88	1.95	1.955	1.415	60.025	
		107	108	14	0.0490	0.4980	0.3470				4.1	0.85	4.7430	49.2120	52.9560			3.0	30	54	0.75	24.00	0.85	42.79	42.74	45.07	2.05	2.33	2.290	1.542	22.395	
		108	CC4	2	0.0490	0.5470	0.5470				4.1	0.85	52.9560	52.9560			3.0	30	54	0.75	24.00	0.85	42.74	42.69	45.10	2.33	2.41	2.370	1.777	3.555		
	F	42	CC4	17		2.1001	2.1001				4.1	0.85	129.1664	129.1664			2.0	60	286	0.98	28.20	0.950	43.2	43.09	45.10		2.01	2.010	2.715	46.129		
		101	CC3	78							4.1	0.85	456.5995	456.5995			1.0	91	592	0.91	60.05	1.010	42.69	42.61	44.80	2.390	2.325	4.059	317.362			
		101	101	78							4.1	0.85					1.0	91	592	0.91	60.05	1.010	42.61	42.53	44.75	2.270	2.220	2.245	3.928	306.442		
	G	86	CC3	16		1.4889	1.4889				4.1	0.85	144.3556	144.3556			2.0	60	2864	0.98	30.00	0.980	43.41	42.82	44.75	2.460	1.890	2.170	2.929	46.872		
		102	CC3	44							4.1	0.85	600.7352	600.7352			1.1	91	622	0.95	71.89	1.189	42.53	42.48	44.89	2.22	2.41	2.315	4.051	178.235		
		111	111	50	0.1500	0.1500	0.1500				4.1	0.85	14.5210	14.5210			3.0	30	54	0.75	0.80	0.63	43.77	43.59	45.30		1.55					
		112	102	60	0.1200	0.1500	0.2700				4.1	0.85	11.6170	14.7210	26.1390			3.0	30	54	0.75	14.70	0.74	43.59	43.41	44.89	1.09	1.48	1.285	0.925	57.623	
		102	88	5							4.1	0.85	626.8742	626.8742			3.0	30	54	0.75	14.70	0.74	43.41	42.48	45.09	1.48	2.61	2.245	1.535	7.638		
		88	88	18									1226.3712																			

HOJA DE CALCULO PARA EL DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

CONDUCCION 2

RAMAL	SUBRAMAL	TRAMO	LONGITUD	AREAS				TIEMPOS				GASTOS				FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO						ELEVACIONES			PROFUNDIDADES			AREA	VOL.		
				PROPIA	TRIBUTARIA	ACUMULADA SUBRAMAL	ACUMULADA RAMAL	ENTRADA	ESC	CONC	I (m/seg)	C	PROPIO	TRIBUTARIO	ACUMULADO SUBRAMAL	ACUMULADO RAMAL	PENDIENTE S	DIAMETRO D (mm)	TUPO LLENO		SEMI LLENO		ENTRADA	SALIDA	BROCAL	ENTRADA	SALIDA			MED.4	
																			Q (l/seg)	V (m/seg)	d (cm)	V (m/seg)									
A		P 6 P 7	42.90									1263.7470	1263.7470	1.5	122	1578	1.35	82.96	1.498	40.22	40.15	46.20	6.15	5.2	6.15	2.885	552.702				
		P 7 P 8	42.90									1263.7470	1263.7470	1.5	122	1578	1.35	82.96	1.498	40.00	40.00	46.03	6.12	5.03	6.075	2.885	552.702				
		P 8 P 9	52.00									1263.7470	1263.7470	1.5	122	1578	1.35	82.96	1.498	40.00	39.90	45.94	6.12	6.04	6.040	12.768	663.938				
		P 9 CCI	52.00									1263.7470	1263.7470	1.5	122	1578	1.35	82.96	1.498	40.00	39.90	45.94	6.12	6.04	6.040	12.768	663.938				
		B B																													
		B B P11	1.8										1226.8742	1226.8742	1.0	122	1282	1.10	95.16	1.254	42.48	42.46	44.44	2.61	1.98	2.295	4.819	86.751			
		P 11 P10	23.82										1226.8742	1226.8742	1.0	122	1282	1.10	95.16	1.254	42.46	42.44	44.40	1.98	2.04	2.010	4.221	95.700			
		P10 P9	13.14										1226.8742	1226.8742	1.37	122	1508	1.29	84.18	1.444	42.44	42.43	44.67	2.04	2.24	2.140	4.494	59.051			
		P9 P8	55.61										1226.8742	1226.8742	1.37	122	1508	1.29	84.18	1.444	42.43	42.36	44.43	2.24	2.15	2.195	4.509	256.334			
P8 P7	55.61										1226.8742	1226.8742	1.37	122	1508	1.29	84.18	1.444	42.36	42.28	44.50	2.15	2.22	2.185	4.588	256.166					
P7 P6	65.90										1226.8742	1226.8742	1.37	122	1508	1.29	84.18	1.444	42.28	42.19	44.54	2.22	2.35	2.225	6.058	395.255					
P6 P5	61.75										1226.8742	1226.8742	1.37	122	1508	1.29	84.18	1.444	42.19	42.11	45.01	2.35	3.125	6.502	406.214						
P5 P4	78.39										1226.8742	1226.8742	1.37	122	1508	1.29	84.18	1.444	42.11	42.00	45.40	3.00	3.40	3.950	7.565	600.859					
P4 P3	47.77										1226.8742	1226.8742	1.37	122	1508	1.29	84.18	1.444	42.00	41.94	45.78	3.40	3.84	3.620	7.602	363.147					
P3 P2	9.00										1226.8742	1226.8742	1.37	122	1508	1.29	84.18	1.444	41.94	41.93	45.85	3.84	3.97	3.880	8.148	73.332					
P2 P1	31.00										1226.8742	1226.8742	1.37	122	1508	1.29	84.18	1.444	41.93	41.90	45.87	3.97	3.96	3.945	8.284	173.974					
P1 CCI	30.40										1226.8742	1226.8742	1.37	122	1508	1.29	84.18	1.444	41.90	41.81	45.77	3.97	3.96	3.960	8.316	540.985					
CCI																															
CCI P10	66.18										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	40.00	39.90	45.94	6.03	6.04	6.035	1.785	6.7822					
P10 C34	66.18										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	39.90	39.80	45.78	6.04	6.04	6.010	3.74	457					
C34 C22	9.10										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	39.80	39.71	45.35	6.04	5.84	5.810	4.234	589.727					
C22 P11	55.95										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	39.71	39.65	45.06	5.84	5.43	5.535	3.563	758.723					
P11 P12	57.02										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	39.65	39.54	44.88	5.43	5.32	5.375	3.68	730.332					
P12 P13	55.83										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	39.54	39.46	44.79	5.32	5.32	5.325	3.446	728.572					
P13 P14	51.75										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	39.46	39.38	44.49	5.32	5.11	5.220	12.780	658.574					
P14 P15	59.73										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	39.38	39.29	44.38	5.11	5.09	5.00	2.495	746.326					
P15 P16	49.70										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	39.29	39.22	44.22	5.00	5.00	5.005	12.360	614.504					
P16 P17	47.70										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	39.22	39.13	44.07	5.00	4.84	4.870	12.176	702.588					
P17 P18	43.41										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	39.13	39.06	43.92	4.84	4.86	4.700	2.005	621.137					
P18 C07	43.41										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	39.06	38.99	44.18	4.86	5.19	4.025	12.31	554.471					
C07 CH	7.40										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	38.99	38.81	44.40	5.19	5.68	4.635	13.805	102.162					
CH	15.00										2490.6212	2490.6212	1.50	152	2831	1.56	112.48	1.762	38.81	37.81	44.43	6.08	6.62	6.380	19.287	212.247					

CAPITULO VI

PROYECTO DEFINITIVO

TRAZO GEOMETRICO.

En este capítulo se trata lo relacionado con el trazo de la red --- principal o de conducción, considerando que se han recibido el total de - aportaciones y se conduce el gasto total hasta su descarga al sistema del colector 15.

Antes de describir detalladamente el trazo de los colectores, se -- mencionan las consideraciones más importantes en la determinación de su - recorrido.

- a). Traza urbana. Debido a que estos servicios son del dominio público deben alojarse en la vía pública, por tanto, el trazo necesariamente se verificará ajustándose a la traza urbana y al espacio disponible para su ubicación.
- b). Configuración del terreno. Dado que la excavación es un factor determinante en el costo de este tipo de proyectos, la selección del sitio de descarga, se hará siguiendo la pendiente general del terreno.
- c). Funcionamiento Hidráulico. Este aspecto se refiere al acatamiento de las normas vigentes para efectuar la conexión de colectores siguiendo el sentido de escurrimiento del conducto de mayor diámetro procurando una incidencia de 45° en los ejes. Evitando siempre la

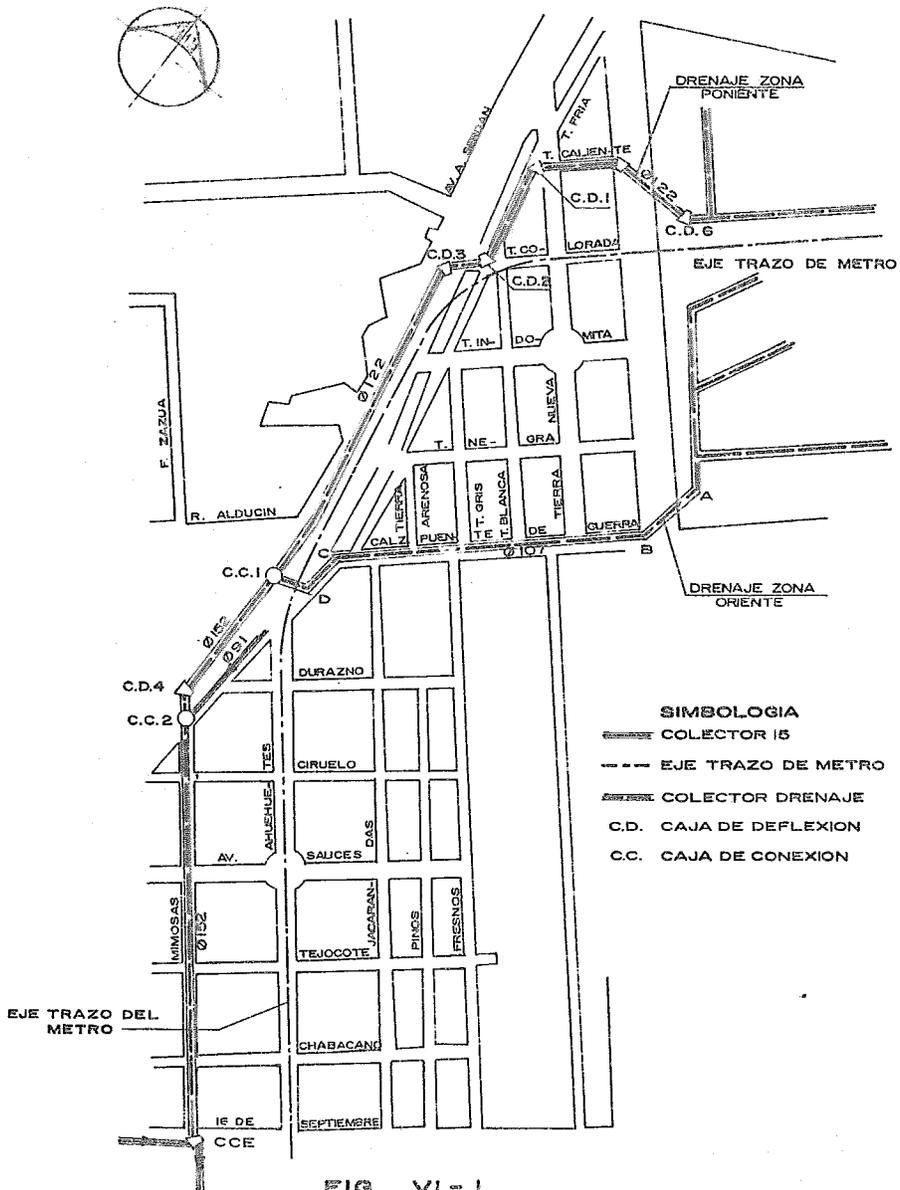
descarga en contra flujo o contrasentido.

- d). Coordinación con Metro. Ya que este proyecto esta íntimamente relacionado con la construcción del Metro, su ejecución se coordinó para evitar un mayor desquizamiento vial en la zona.

De acuerdo con lo anterior y a lo expuesto en el capítulo 5, de tener sólo una red para drenar todo el conjunto de los talleres y zona de paderos y estacionamiento, el trazo del colector de la zona poniente quedó como sigue: Inicia su recorrido en la vialidad de proyecto Sin Nombre, -- hacia la calle de Tierra Caliente por donde continua hasta llegar al arroyo lateral oriente de la avenida Áquiles Serdán, sigue hasta la calle de Tierra Colorada, con otra deflexión en este sitio, se incorpora en el arroyo principal de esta avenida hasta la calle de Mimosas por donde se dirige a la avenida 16 de Septiembre donde finalmente efectua su descarga en el colector 15.

En cuanto al colector de la zona Oriente, nace con las aportaciones finales de los talleres. Un ramal se aloja en la vialidad de proyecto al oriente de los talleres por donde sigue hasta la avenida del Rosario donde se conecta con el ramal sur en el cruce de esta avenida y la calle de San Carlos. Por último sigue por la calzada Puente de Guerra hasta la avenida Aquiles Serdán donde cruza sobre el cajón de metro para posteriormente --- conectarse al colector de la zona poniente.

En la figura (VI-1), se muestra esquemáticamente el trazo definitivo.



Como podrá notarse el sinuoso trazo fue debido a la traza urbana -- y necesidades constructivas al evitar un cruce con cajón de metro muy próximo a la estación. Por tal motivo se presentaron múltiples interconexiones de colectores e importantes cambios de dirección.

De las interconexiones indicadas en el croquis, las de mayor importancia son las correspondientes con los colectores existentes.

- a). Colector 91 cm. Por los niveles en que se localiza este colector, -- no fue posible efectuar un cruce con el proyecto sin conectarse --- con este fin se utilizó una caja circular de 5.10 m de diámetro interior para envolver el colector existente. Como se verá en el capítulo nueve estas cajas presentan importantes ventajas en su sistema de construcción.
- b). Colector 15. Como este sistema es de hecho el sitio de desfogue -- por necesidades del funcionamiento hidráulico, la conexión debía -- verificarse en la avenida 16 de Septiembre y Mimosas ya que aquí, -- el colector 15 alcanza su mayor diámetro 244 m. En este lugar existe una caja de grandes dimensiones, la cual en uno de sus lados --- presentaba espacio suficiente para efectuar la conexión. Para ratificar esta posibilidad fue necesario un levantamiento a detalle -- de la caja con la intervención de un buzo especializado. Finalmente, se trazo su geometría en la superficie y se precisó el punto de conexión.

De los 10 cambios de dirección en el trazo de los colectores 4 fueron absorbidos por pozos especiales ya que estas deflexiones se presentaron donde el colector aún tenía un diámetro de 1.07 m que corresponden al diámetro máximo en el que pueden utilizarse estos pozos. Además que la -- deflexión no debe exceder los 45°.

Las seis deflexiones restantes tuvieron que absorberse con estructuras especiales o cajas de deflexión. Estas estructuras son diseñadas específicamente para verificarse en ellas el cambio de dirección, su geometría varía desde trapezoidales hasta circulares y su construcción puede ser con tabique rojo o mas generalmente con concreto reforzado debido a las fuertes sollicitaciones a que son sometidas. En las páginas siguientes se darán con mayor detalle los parámetros de su diseño.

Dentro las estructuras de trazo, los pozos de visita corresponden a los utilizados en los colectores. La tabla VI - 1 muestra las dimensiones específicas de estos pozos de caja atendiendo al diámetro del conducto.

D	A	B	C	e	e-1	e-2
107	200	200	180	20	25	20
122	200	200	197	20	25	20
152	200	200	237	25	30	20
183	213	200	273	25	30	20
213	248	200	308	25	30	20
244	284	200	344	25	30	20
305	366	250	436	30	35	25

acotaciones en
cm

Donde:

- D = diámetro de conducto
- A = dimensión normal al eje del tubo
- B = dimensión paralela al eje del tubo
- C = altura de la caja
- e = espesor del muro
- e-1 = espesor de la losa de fondo
- e-2 = espesor de la losa superior

NIVELACION

La nivelación es un aspecto fundamental para el proyecto, bien sabemos que esta íntimamente relacionado al funcionamiento hidráulico y al costo del proyecto. Debe tomarse en cuenta que de acuerdo a las normas de proyecto de alcantarillado es necesario respetar colchones mínimos, pendientes mínimas y máximas.

Pendiente Media. Se cuenta con los niveles a lo largo del trazo, para determinar la pendiente media se revisarán la pendiente por tramos como se muestra:

TRAMO	LONGITUD	COTA INICIAL	COTA FINAL	PENDIENTE
C.C.5 - C.D.1	128.00	46.60	46.31	0.00227
C.D.1 - C.D.2	129.20	46.31	45.84	0.00364
C.D.2 - C.D.3	55.05	45.84	46.45	-0.01110
C.D.3 - C.C.1	451.24	46.45	46.03	0.00093
C.C.1 - C.D.4	132.26	46.03	45.78	0.00139
C.D.4 - DESCARGA	487.66	45.78	44.83	0.00277

$$S_m = \frac{Lp1(S1)}{LT} + \frac{Lp2(S2)}{LT} + \dots + \frac{Lp6(S6)}{LT}$$

$$S_m = 0.0015$$

$$S = 1.5 \text{ milésimas}$$

Por lo tanto esta es la pendiente que tendrá el colector de la zona poniente puesto que presenta el mínimo volumen de excavación por seguir paralelo a la configuración del terreno.

Con respecto a la zona oriente, la pendiente del colector la obligó el cruce con el cajón de metro en el cadenamiento 3+217.838 con un nivel en el extrados de 40.88 m. Cabe mencionar que debido al desvío del colector Mimosas \emptyset 91 cm la losa superior del cajón tuvo que ranurarse para su cruce, quedando un peralte total de 35 cm en lugar de 70 cm como en el resto del tramo. Esta situación favoreció a nuestro colector pues la pendiente pudo, aumentarse a 1.37 milésimas con lo que el diámetro resultó de 1.07 m hasta la conexión con el colector de la zona poniente en la caja de conexión 1.

Con la interconexión de los colectores el diámetro necesario para su conducción fue de 1.52 m conservando la misma pendiente del colector de la zona poniente hasta su descarga.

ESTRUCTURAS ESPECIALES DE TRAZO

Las estructuras especiales de trazo son las que nos van a permitir la conexión de dos o más colectores ó bien absorber los cambios de dirección, tal que los pozos de visita comunes no son capaces de admitirlas -- por sus dimensiones específicas. Este tipo de estructuras deben utilizarse en colectores mayores a 1.07 de diámetro, en deflexiones y de 0.76 para interconexiones.

Para el diseño de estas estructuras requieren de un previo análisis tomando como base un estudio de mecánica de suelos y de esta manera determinar las solicitaciones a las que se someten estas cajas, como son:

- a). Empuje debido al terreno
- b). Empuje hidrostático en presencia del N. A. F.
- c). Rellenos sobre la losa superior.
- d). Carga debida al tránsito vehicular.

En el capítulo 8 se dará un ejemplo de su análisis y diseño.

Dentro de las estructuras especiales de trazo tenemos:

Cajas de conexión

Cajas de deflexión

Pozos caja

CAJAS DE CONEXION

La forma de estas cajas depende fundamentalmente de:

- 1). Número y diámetro de los conductos que concurren a ella.
- 2). Ángulo de incidencia entre los colectores principales.
- 3). Espacio suficiente para efectuar maniobras de inspección y limpieza.
- 4). Area disponible para alojar la caja.

Su forma puede ser:

Cuadradas o rectangulares. Se utilizan cuando la incidencia entre colectores forman un ángulo aproximado a 90° .

Pentagonales. La utilización de estas cajas es la más común, debido a que por lo general cuando se desea conectar un colector de proyecto a un existente se procura un ángulo menor a 90° , próximo a 45° . Su diseño geométrico se muestra posteriormente.

Circulares. Las cajas circulares tienen un diámetro interior de 5.10 m y 6.10 m exterior, esta constituida por dos muros perimetrales de 0.25 m de espesor; el muro exterior esta constituido por dovelas prefabricadas, de 0.77 m de cuerda instaladas de acuerdo al avance de la excavación cumpliendo doble función; como ademe y complemento al muro estructural. La construcción de estas cajas es común cuando se tienen varias descargas, esto evita diseñar una caja irregular. También se utiliza por representar un rápido sistema de construcción.

Irregulares. Estas cajas se utilizan poco debido a que sus formas requieren de procedimientos constructivos complejos y lentos, su proyecto se hace necesario cuando las condiciones de espacio son restringidas y no permiten la construcción de una circular.

DISEÑO GEOMETRICO

Como se mencionó la geometría de las cajas de conexión depende de varios factores, entre los más importantes tenemos: diámetro de los colectores y ángulo de incidencia entre ellos.

En lo que sigue se describe el criterio para su diseño.

Cajas cuadradas o rectangulares. Su diseño es el más simple pues sólo depende del diámetro de los colectores y el espacio suficiente para maniobras básicas de limpieza. Es un cuadrilátero de ángulos rectos.

Cajas Circulares. Debido a que corresponden a un procedimiento constructivo tipo con elementos prefabricados (dovelas), la única variante se presenta en la profundidad a la que se ubicarán en cada caso. El ángulo de incidencia entre los ejes de los colectores pasa a ser secundario.

Cajas pentagonales. En este caso el diseño es más particular dependiendo de los ángulos de incidencia en la interconexión. Dado que estos

polígonos deben "cerrar" angular y linealmente requieren la aplicación -- de expresiones trigonométricas a fin de comprobar esta condición.

En la fig. (VI.2) se muestra las expresiones deducidas para el diseño de estas estructuras, donde sus elementos contienen implícitas las --- especificaciones relativas a dimensiones mínimas.

Irregulares. Su geometría es muy variada y el diseño fundamentalmente depende del número de llegadas y la ortogonalidad que deben existir -- entre el muro de la caja y el eje del colector.

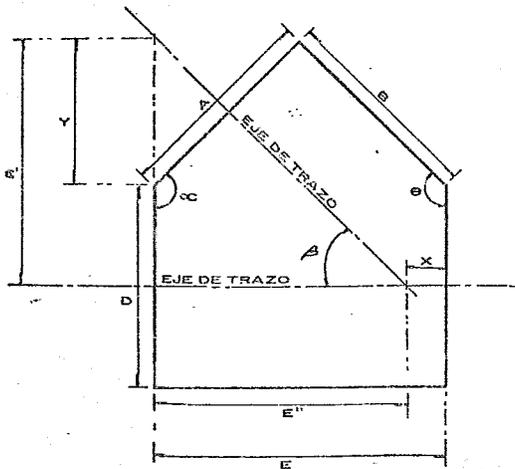
CAJAS DE DEFLEXION

De manera análoga a las cajas de conexión la geometría de estas es-- tructuras depende de los factores antes mencionados aunque principalmente como su nombre lo indica, del ángulo de la deflexión ya que este parámetro es el que determina su forma.

Estas cajas adquieren una geometría particular para cada ángulo de - deflexión variando desde trapecial hasta rectangular.

Las cajas trapeciales son utilizadas para deflexiones entre 15° y -- 60°, para deflexiones mayores la forma que adquieren es la de un hexágono irregular y sólo para valores próximos a 90° su geometría es la de un ---

DISEÑO GEOMETRICO DE CAJAS TIPO: PENTAGONAL



$$30^\circ < \beta < 90^\circ$$

$$D = d \text{ ext} + 1.20 \text{ m}$$

$$a) E = A / \text{Sen. } \beta$$

$$b) B = E \text{ Sen} (90^\circ - \beta) = \frac{A}{\text{Tan. } \beta}$$

$$c) Y = 0.5 A / \text{Cose. } \beta$$

$$d) E' = 0.5 D + 0.5 A / \text{Cose. } \beta$$

$$e) E'' = \frac{E'}{\text{Tan. } \beta}$$

$$f) X = E - E''$$

$$g) \alpha = 180^\circ - \beta$$

$$h) \theta = 90^\circ + \beta$$

FIG. (VI - 2)

rectángulo. La caja circular puede ser utilizada para cualquier deflexión con el único inconveniente de ocupar mayor espacio.

En la figura (VI-3) se presentan las expresiones para el diseño geométrico de las cajas trapeciales y hexagonales.

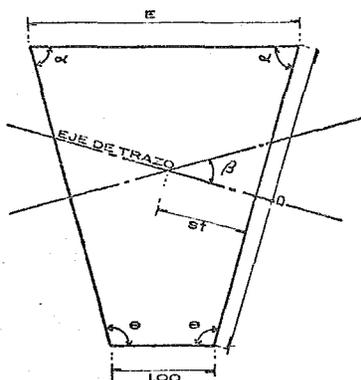
DETALLES GEOMETRICOS.

Se ha mencionado anteriormente que el diseño de estas estructuras deben cumplir ciertos requisitos para su adecuada operación y mantenimiento. A continuación se mencionan con mayor detalle estos aspectos.

Espacio para maniobras de inspección y limpieza.- Este aspecto se refiere a la necesidad de un espacio suficiente para que en operaciones de limpieza un individuo pueda penetrar a la caja y ubicarse sobre la caña de encauzamiento entre el muro y la proyección de la costilla del tubo sin peligro de que el flujo impida su desempeño. Este espacio se solicita como mínimo de 0.60 m.

Ortogonalidad entre muro y eje del colector.- Este requisito facilita notablemente la conexión del colector que se hace en muro resulta la de un círculo de diámetro igual al exterior del tubo. Además evita hacer cortes oblicuos en los conductos.

DISEÑO GEOMETRICO DE CAJAS TIPO : DEFLEXION



$$10^\circ < \beta \leq 60^\circ$$

$$D = d_{ext} + 1.20 \text{ m}$$

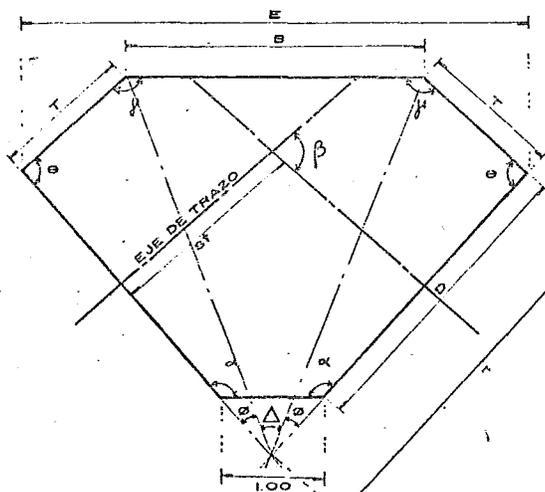
$$St = \frac{0.5}{\cos \beta/2} + \frac{D}{2} \tan \beta/2$$

$$= \left(\frac{0.5}{\cos \beta/2} + \frac{D}{2} \right) \tan \beta/2$$

$$E = 1 + 2D \operatorname{sen} \beta/2$$

$$\alpha = 90^\circ - \beta/2$$

$$e = 90^\circ + \beta/2$$



$$60^\circ < \beta < 90^\circ$$

$$D = d_{ext} + 1.20 \text{ m}$$

$$\alpha = 90^\circ + \beta/2$$

$$e = 90^\circ$$

$$\beta = 180^\circ - \beta/2$$

$$\Delta = \beta/2$$

$$D = \beta/4$$

$$r = D + \frac{0.5}{\operatorname{sen} \beta/2}$$

$$T = r \tan \beta/4$$

$$E = 1 + 2D \operatorname{sen} \beta/2$$

$$B = E - 2 (T \cos \beta/2)$$

$$St = \frac{0.5}{\cos \beta/2} + \frac{D}{2} \tan \beta/2$$

FIG. (VI-3)

Caña de encauzamiento.- Hasta hace algunos años las especificaciones para la caña de encauzamiento dentro estas cajas indicaban que debía hacerse hasta medio tubo, es decir, media caña. Actualmente las autoridades correspondientes han modificado este criterio y se ha adoptado la utilización de la caña total. Esta modificación ha venido -- a mejorar el funcionamiento hidráulico de los colectores cuando ope-- ran al gasto máximo de diseño.

Dado que la sección de la caña o herradura tiene sólo pequeña diferencia con la circular, las pérdidas locales en estas cajas resultan --- despreciables.

Estructuras accesorias.- En este concepto se engloban los registros de acceso, de ventilación y los escalones para acceso.

Registros.- Estas estructuras generalmente son de tabique y de una - altura 0.80 m que corresponde a la diferencia de niveles entre la lo-- sa superior y el de la rasante de vialidad.

Registros de acceso.- Su forma es rectangular de 0.60 x 0.70 m, en - el claro mayor se ubican los escalones de acceso, comunmente la tapa de este registro es ciega, aunque en ocasiones se utiliza, tipo de -- rejilla cuando se preve una mayor ventilación.

Registro de ventilación y limpieza.- Este registro además de permi-- tir la necesaria ventilación del sistema, también se utiliza para su

limpieza. Su forma es tronco - cónica de 0.80 m en su base a 0.60 m hasta la superficie para coincidir con el diámetro del brocal. Debido que es utilizado para operaciones de limpieza, su ubicación debe coincidir con el eje ó ejes de los conductos que concurren a la caja. Se recomienda ubicar uno sobre cada uno de los ejes de los conductos.

CAPITULO VII

OBRAS INDUCIDAS

En este capítulo se tratará lo relativo al desvío de la tubería de agua potable de 1.22 m de diámetro (48"), ubicada en Av. el Rosario y C. San Carlos, por ser la -- instalación de mayor importancia que fue necesario desviar, como obra inducida, -- por presentar interferencia a la construcción del colector el Rosario.

Previamente se hará una descripción de los tipos de tubería que con mas frecuencia se utilizan en las líneas primarias, destacando las ventajas para cada una, así -- como las piezas necesarias para cualquier conducción. Posteriormente se describirá con detalle todo el desvío de la línea. Finalmente se mostrarán los criterios para el cálculo de pérdidas de carga que se originan en estos desvíos y la compa-- ración entre las pérdidas originales y las debidas al desvío.

Cabe mencionar que las interferencias con otras instalaciones se designan de acuerdo a la forma que se presenten con respecto al eje del colector, es decir, trans-- versal cuando los ejes sean aproximadamente ortogonales y longitudinales cuando - estos sean coincidentes o bien prácticamente paralelo y la zona de influencia de - la construcción del colector alcance la respectiva de la que ocupa la instalación.

TIPOS DE TUBERIAS PARA LINEAS PRIMARIAS DE AGUA POTABLE

Líneas primarias o maestras, son aquellas tuberías con diámetro mayor o igual a \varnothing 20" (508 mm).

Para diámetros entre \varnothing 20" y 24", la tubería utilizada por excelencia es la de asbesto - cemento A - 7.

En diámetros mayores de \varnothing 24", se ha generalizado el uso de tuberías COMECON y Lock - Joint de concreto preesforzado, principalmente -- por su resistencia que los situa entre los conductos más seguros, además de que el rango de la presión de trabajo es muy amplio.

Con el objeto de dar un panorama general de éstos tipos de tuberías, a continuación se describen las ventajas y características de cada una de estas:

COMECOP.

VENTAJAS:

- a). Un coeficiente de escurrimiento óptimo y constante debido a la --
textura de sus paredes interiores obtenidas en su fabricación --
por centrifugación o colado vertical.
- b). Una resistencia a todas las presiones y cargas requeridas, pro--
ducto del empleo en una fabricación de concreto de alta resisten--
cia y al proceso de pretensado en el acero de su refuerzo, tanto
longitudinal, como transversal.
- c). Facilidad en su instalación al emplear en las uniones, la junta
de hule autocentrable, que además de asegurar su hermeticidad --
absoluta, otorga flexibilidad en las instalaciones.
- d). Larga vida, porque las tuberías son altamente resistentes a la --
corrosión, ya que el concreto cubre totalmente los refuerzos de
acero.

PIEZAS ESPECIALES.

Las piezas especiales como son: Codos, tees, reducciones, biseles, --
medios biseles, adaptadores, etc. Son construídos con alma de chap--
de acero, cuyo espesor se calcula de acuerdo con las presiones de tra

bajo a que va a estar sometida, y cuyo acero es protegido con un recubrimiento de concreto exterior e interiormente; el recubrimiento exterior lleva un refuerzo de acero consistente en espiras y generatrices calculadas para resistir las cargas exteriores.

Los extremos de las piezas especiales, pueden ser contruídos según -- convenga para su utilización en la conducción en que van a ser utilizadas como por ejemplo: bridados, macho o espiga, hembra o campana y lisos para ser unidos mediante juntas tipo dresser o bien con soldadura.

Entre las piezas que merecen mayor atención por lo poco conocidos para muchos técnicos, se cuentan los adaptadores, los tubos cortos, o de ajuste, y silleta de derivación

ADAPTADOR RECTO.

Su mayor utilidad se presenta cuando se desea combinar el sentido de colocación en el tendido de la tubería, debido a que sus extremos con dos espigas o campanas se fabrican normalmente, también se fabrica con cualquier tipo de extremo según se requiera, con una longitud mínima de 55 cm, así mismo permite efectuar el ajuste o cierre del tendido de tubería por su extremo de "campana deslizante".

TUBOS CORTOS.

Estos tubos tienen los mismos extremos de los tubos estándar, pero --

se fabrican, sobre pedido, en longitudes menores a éstos.

SILLETA DE DERIVACION.

Como su nombre lo indica sirve para derivar una conducción. La particularidad de esta pieza estriba en que se usará en tubo instalado y en un diámetro inmediato superior, al cual abrazará mediante zunchos de acero para posteriormente demoler la zona de conexión y efectuar la derivación.

Las características geométricas de cada una de las piezas se presentan en los catálogos de los fabricantes.

COEFICIENTE DE FRICCIÓN.

Las investigaciones experimentales y las observaciones en numerosas conducciones en servicio han indicado que la fórmula que más se adapta al cálculo hidráulico de los tubos fabricados por "COMECOP", es la de Hazen - Williams.

$$V = 0.85 C R^{0.63} S^{0.54}$$

Donde:

V = velocidad del agua en m/seg.

C = coeficiente que depende del material de la pared interior del tubo, de la velocidad y del diámetro.

R = radio hidráulico del tubo en m

S = pérdida de carga en metros de columna de agua por metro -
de conducción.

Como resultado de los experimentos antes mencionados se pudo concluir que era posible asignar el valor de $C = 145$, para tubos de concreto,

LOCK - JOINT.

VENTAJAS:

- a). Hermeticidad completa
- b). Flexibilidad para absorber asentamientos normales del suelo.
- c). Capacidad de soportar contracciones o dilataciones por temperatura.
- d). Capacidad para centrar por sí misma la junta.

CARACTERISTICAS DEL TUBO.

Esta tubería será del tipo de concreto preesforzado, el refuerzo consiste en un cilindro de acero sellado mediante soldadura continua y ahogado en el concreto. El tubo estará previsto de juntas flexibles de acero, de sección especial soldada al cilindro y firmemente anclada a la estructura. El cilindro deberá estar recubierto en su parte interior por una capa de concreto, no menor de 2.54 cm (1") de espesor, y el espesor total del núcleo deberá estar acorde con las tablas adjuntas. El núcleo de concreto debe ser comprimido con alambre de -

alta resistencia y protegido por una capa densa de concreto, La junta sellará mediante un empaque de hule permitiendo absorber asentamientos del terreno, contracciones o dilataciones; dicha junta deberá ser capaz, por sí misma, de centrar los tubos al instalarse.

Cada pieza deberá estar provista en sus extremos, de una espiga y una campana de acero.

PIEZAS ESPECIALES.

Las piezas especiales se diseñarán por resistir la misma carga de trabajo, que la de los tubos adyacentes.

Los codos, tees, Yes, adaptadores, biseles, reducciones, etc., deberán constituirse del mismo tipo, con cilindro de acero y concreto no preesforzado, El sistema de unión de las piezas especiales, sera el mismo que en los tubos, excepto cuando se requiera de otro tipo de extremo, como por ejemplo, bridas o extremos lisos, en la unión con válvulas o el uso de juntas Gibault en su caso,

COEFICIENTE DE FRICCIÓN.

Para este tipo de tubería, el coeficiente de fricción para la fórmula de Hazen - Williams, será dependiendo del diámetro: \emptyset 30" - C = 133; \emptyset 36" - C = 134; \emptyset 42" - C = 135; \emptyset 48" - C = 136; \emptyset 56" - C = 138; \emptyset 60" - C = 139; \emptyset 72" - C = 141; etc,

ACCESORIOS,

Como en toda conducción, deberá tomarse en cuenta el perfil del desniveo, con objeto de localizar los puntos altos en que puede acumularse el aire, y que de no purgarse reduce la sección del paso del agua, aumentando la pérdida de carga y el gasto se reduce.

Cuando una línea no está suficientemente purgada, provoca los inconvenientes antes mencionados, que se van repitiendo en cada uno de los puntos altos; cuyos efectos se van acumulando provocando una disminución en el rendimiento de la conducción en forma progresiva y disimulada.

Es por ello, que en todos los puntos altos de conducción, deben estar provistos de ventosas o válvulas de admisión y expulsoras de aire, que permitan evacuar el aire en forma automática conforme éste se va acumulando.

Estos dispositivos de protección, deberán instalarse después de la subida de un tramo y al inicio de la bajada brusca del tramo subsecuente.

Finalmente es indispensable localizar los puntos bajos con objeto de instalar en éstos, válvulas de desfogue o vaciado, que permitan la limpieza de la línea o el vaciado de la misma, en los casos en que haya necesidad de reparar algún tramo de la línea de conducción.

ARREGLO DE PIEZAS,

Para la instalación de las piezas de las tuberías primarias, deberá -- tomarse en cuenta dos parámetros importantes, longitud total y longi-- tud aprovechable de la pieza. En el caso de los tubos, se aprecia más claramente éstos conceptos.

LONGITUD TOTAL.

Si consideramos al tubo dividido en tre partes: tramo central, extre-- mo derecho y extremo izquierdo; la longitud total será la suma de es-- tas partes.

LONGITUD APROVECHABLE.

Si ahora designamos como campana, al extremo derecho y espiga al ex--- tremo izquierdo; en general podemos decir que:

$$LA = \text{Tramo central} + \text{Campana}$$

Para las piezas especiales, tales como codos, tees, reducciones, etc. sucede lo mismo, excepto donde los extremos sean diferentes a los co-- munes: Bridas, extremo liso, etc.

En tal caso, los catálogos de los fabricantes indican la forma de de-- terminar la longitud aprovechable.

Otra tubería que proporciona altas ventajas en su empleo para líneas - primarias, es la de acero.

DESVIO DE 48"Ø EN SAN CARLOS

En el trazo del colector que drena la zona de los talleres, la única interferencia con tubería para agua potable corresponde a una línea de - 48"Ø, ubicada en la calzada El Rosario y calle de San Carlos, por donde continúa hacia el norte. En esta deflexión precisamente se presentó la interferencia de tipo transversal.

Por la proximidad que existe entre este punto y el origen del colector, es decir, por su escasa profundidad, la interferencia con la línea de agua potable fue prácticamente total, ya que el rango de niveles ocupados por esta línea coincidieron con los correspondientes al colector de proyecto.

Resulta evidente la importancia de esta instalación hidráulica, al abastecer el agua a una población de aproximadamente - 250 000 habitantes -, motivo por el cual, requiere de mayor cuidado posible el resolver la interferencia, tanto en el diseño de proyecto, como durante el proceso constructivo.

DESCRIPCION DE LA SOLUCION

Una vez efectuado el levantamiento de instalaciones existentes en la zona y plasmada en un plano a escala, se procede a trazar sobre de éste las posibles alternativas de solución que deberán evaluarse en términos-

del menor desarrollo posible y mejor funcionamiento hidráulico.

Seleccionada la alternativa de solución, se procede al diseño del desvío, siendo para esto recomendable el realizar un trazo preliminar en campo, que ratificará la posibilidad de efectuar el desvío de acuerdo a la alternativa o bien su imposibilidad. Además de esto, el trazo determina las condiciones generales del desvío, tales como su longitud total, piezas especiales para su conexión a la línea existente así como las deflexiones respectivas.

A partir de la información aportada por el trazo preliminar, se consultan los catálogos de los fabricantes para conocer las características geométricas de cada una de las piezas especiales.

En estas tuberías, existen varios tipos de especificación de acuerdo a la AWWA (American Water Works Association) atendiendo a las condiciones de operación a las que serán sometidas.

Para la ciudad de México, las tuberías que se utilizan comunmente son del tipo COMECOP y LOCK JOINT, especificación SP-12 y (AWWA-C.30). Dado que la tubería instalada en la línea de interferencia corresponde al segundo tipo mencionado, el desvío deberá efectuarse con la misma clase de tubería.

La tubería Lock Joint, construída bajo la especificación AWWA-C.30, tiene una longitud aprovechable de 4.88 m.

Con el objeto de ejemplificar la forma de determinar la longitud ---
 aprovechable, de las piezas especiales se presenta el caso de una reduc-
 ción de 60" \varnothing brida combinación con 48" \varnothing espiga.

REDUCCIONES
 SP-1, SP-3, SP-12
 COMBINACIONES DE ESPIGA,
 CAMPANA Y BRIDA

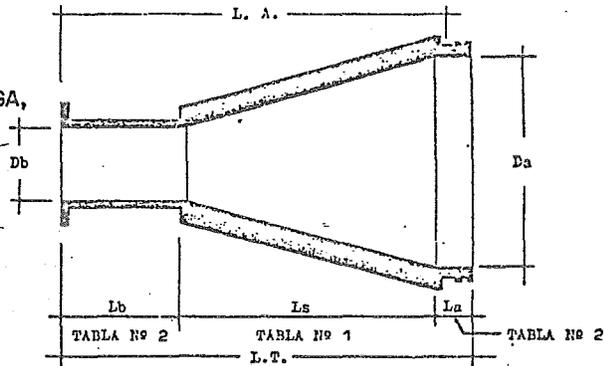


TABLA No 1.- Ls

Da	1.83 M (72")	1.52 M (60")	1.37 M (54")	1.22 M (48")	1.07 M (42")	0.91 M (36")
1.52 M (60")	1.524					
1.37 M (54")	1.829	1.524				
1.22 M (48")	2.438	1.524	1.372			
1.07 M (42")	3.048	1.829	1.372	1.219		
0.91 M (36")	3.658	2.438	1.829	1.219	1.067	
0.76 M (30")			2.438	1.829	1.219	0.914

TABLA Nº 2 .- La o Lb

Da	Db	BRIDA	CAMPANA	ESPIGA
0.76 M (30")		0.351		
0.91 M (36")		0.381	0.124	0.114
1.07 M (42")		0.405		
1.22 M (48")		0.428	0.124	0.140
1.37 M (54")		0.457		
1.52 M (60")		0.475		
1.83 M (72")			0.149	0.184

TABLA Nº 3 SOLO PARA ESPIGAS

DIAMETRO	P.J. ⁺
0.91 M (36")	0.076
1.22 M (48")	0.095
1.83 M (72")	0.095

+ CONSIDERANDO UN (1) CM. DE-
HOLGURA.

$$L.T. = \text{LONGITUD TOTAL} = L_s + L_a + L_b$$

$$L.A. = \text{LONGITUD APROVECHABLE} = L.T. - P.J.L_a - P.J.L_b$$

EJEMPLO: REDUCCION 60" BRIDA x 48" ESPIGA.

Da = 60" ; Db = 48"

DE LA TABLA Nº 1 TENEMOS: $L_s = 1.524 \text{ M.}$

DE LA TABLA Nº 2 TENEMOS: $L_a = 0.475 \text{ M.} ; L_b = 0.140 \text{ M.}$

COMO EL EXTREMO Lb ES ESPIGA, DE LA TABLA Nº 3 TENEMOS: $P.J.L_b = 0.095 \text{ M.}$

POR LO TANTO: $L.T. = 1.524 + 0.475 + 0.140 = 2.139 \text{ MTS.}$

Y : $L.A. = 2.139 - 0.095 = 2.044 \text{ MTS.}$

ARREGLO DE PIEZAS

LAY - OUT: De esta manera, se ha designado técnicamente al arreglo de las piezas que integran una conducción incluyendo los accesorios necesarios para su adecuado funcionamiento.

Determinada con exactitud la longitud del desvío, y partiendo de la longitud aprovechable de cada una de las piezas especiales a utilizar, es posible diseñar cada uno de los cruceros e ir sumando la longitud de las piezas que lo integran, simulando su acoplamiento hasta cubrir totalmente el desvío.

En el plano del desvío, correspondiente a la línea de agua potable, se localiza un formato que permite el diseño y arreglo de las piezas especiales; considerado como una guía confiable para la construcción del desvío, pues consigna y describe cada una de las piezas que lo integran. Dicho formato consta de siete columnas que indican lo siguiente:

1. Crucero: Aquí se anota el número de crucero al que corresponde la pieza.
2. Cantidad: Número de piezas de las mismas características que se instalarán sucesivamente.
3. Descripción: Se describe la pieza en cuestión, indicando longitud, diámetro y tipo de extremos.
4. Longitud Unitaria: Longitud de cada pieza, según catálogo del fabricante.
5. Longitud total: Es el producto de la columna 2 y 4.

6. Longitud Pieza Colocada: Corresponde a la longitud desarrollada por la pieza o piezas, en el caso de tramos -- rectos, es decir, consiste en un cadena-- miento de las piezas.
7. Longitud entre cruceros: Es la longitud entre uno y otro crucero, - sin considerar las deflexiones verticales. En esta columna se pueden conciliar los -- valores obtenidos en el trazo definitivo.

PERDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN

Un fluido en movimiento sufre una pérdida por fricción que es un gasto de energía que se requiere para vencer la resistencia al flujo. La energía gastada se transforma en calor. Después de sufrir esa transformación no es posible, mediante procesos simples reconvertirla en energía útil contenida en el flujo del fluido, por ende, con frecuencia se le denomina energía pérdida o pérdida de carga.

No se conoce exactamente el modo en que se produce esta pérdida. Pero debe considerarse que esa pérdida se genera por el rozamiento entre la corriente y las paredes del ducto, también puede ser el resultado de la fricción y choque entre las partículas del fluido.

PERDIDA DE CARGA

Aunque en general, las condiciones originales del sistema no varían por efecto de un desvío, como el que aquí se trata, es indispensable conocer hasta que grado influye el incremento en las pérdidas debido a la modificación de su trazo.

A continuación se exponen los criterios adoptados para evaluar las pérdidas de carga en el desvío. Así como el procedimiento para determinar las pérdidas de carga que ocurren en el mismo.

a). Por fricción.

De Hazen y Williams

$$v = 0.85 C Rh^{0.63} S^{0.54} \dots \dots \dots (1)$$

si $S = \frac{hf}{L}$

$$v = 0.85 C Rh^{0.63} \frac{hf^{0.54}}{L^{0.54}}$$

Despejando hf de la ecuación.

$$hf^{0.54} = \frac{v}{0.85 C Rh^{0.63}} L^{0.54}$$

$$hf = \left(\frac{v}{0.85 C Rh^{0.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}} L$$

$$hf = \left(\frac{v}{0.85 C Rh^{0.63}} \right)^{1.85} L \dots \dots \dots (2)$$

b) Pérdidas locales

Las tuberías de conducción que se utilizan en la práctica están compuestas generalmente por tramos rectos y cambios que se presentan en su trazo o en la geometría de la sección. Estos cambios originan pérdidas de energía, distintas a las de fricción. Tales pérdidas se conocen como pérdidas locales y su magnitud se expresa como una fracción de la carga de velocidad inmediatamente aguas abajo del sitio en donde se produjo el cambio.

Fórmula general de pérdida local.

$$hl = K \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (3)$$

En donde:

h_l = pérdida local en (m)

K = coeficiente adimensional que depende del tipo de pérdida; -
cuyas expresiones para evaluarlo se dan a continuación.

$\frac{v^2}{2g}$ = carga de velocidad aguas abajo de la zona de alternación

CALCULO DE PERDIDAS

1. Pérdidas por fricción.

$$h_f = \left(\frac{v}{0.85 C R_h^{0.63}} \right)^{1.85} L$$

Para fines de cálculo se considerará $V = 1.5$ m/seg. y $L = 1$ m

$$C = 130$$

$$R_h = \frac{D}{4} = 0.305$$

Substituyendo datos tenemos:

$$h_f = \left(\frac{1.5}{0.85(130)(0.305)^{0.63}} \right)^{1.85} \dots \dots \dots (1)$$

$$h_f = (0.0286)^{1.85}$$

$$h_f = 0.0014 \text{ m por metro de conducción}$$

2. Pérdidas locales

2a. Pérdidas por deflexión con silleta de conexión.

Considerándola como un codo de 90° con ST = 1.15 m que corresponde a la distancia entre sus bridas y el eje de la tubería a la que se conecta, tenemos:

De la fórmula general de pérdida local:

$$h_l = K \frac{v^2}{2g}$$

El coeficiente K según Fortier, se tiene:

$$K = 0.3 + 1.8 \left(\frac{D}{2r}\right)^{3.5} \frac{\Delta}{90^\circ} \dots \dots \dots (4)$$

En donde:

D = diámetro interior del conducto en (m)

r = radio de curvatura en el eje del codo en (m)

Δ = ángulo del codo en grados

Dado que en los catálogos de tuberías Lock Joint, no se indican los valores de curvatura para el diseño de codos, se determinará a partir del valor de la subtangente.

$$ST = r \tan \frac{\theta}{2} \dots \dots \dots (5)$$

$$\therefore r = \frac{ST}{\tan \frac{\theta}{2}} \dots \dots \dots (6)$$

$$r = \frac{ST}{\tan \frac{90^\circ}{2}}$$

$$r = \frac{1.15}{\tan 45^\circ}$$

$$r = \frac{1.15}{0.4142}$$

$$r = 2.77 \text{ m}$$

Substituyendo valores en la ecuación (4), en donde:

$$D = \frac{D1 + D2}{2}$$

$$D = \frac{1.22 + 0.9144}{2}$$

$$D = 1.067 \text{ m}$$

$$\therefore K = 0.13 + 1.8 \left(\frac{1.067}{2(2.77)} \right)^{3.5} \frac{90^\circ}{90^\circ}$$

Substituyendo en la ecuación general, se tiene:

$$h_{sc} = 0.1356 \frac{(1.5)^2}{19.62}$$

$$h_{sc} = 0.015 \text{ m}$$

3. Pérdidas por contracción brusca.

En este caso, para obtener el coeficiente de pérdida local, se utilizará la figura (VII-1), desarrollada por Weisbach; en donde también aparecen los valores expuestos por Kiselev, valores que se adoptan en este trabajo:

Por lo tanto:

$$\frac{D_a}{D_b} = \frac{1.22}{0.9144} = 0.746$$

De la figura se tiene:

$$K = 0.23$$

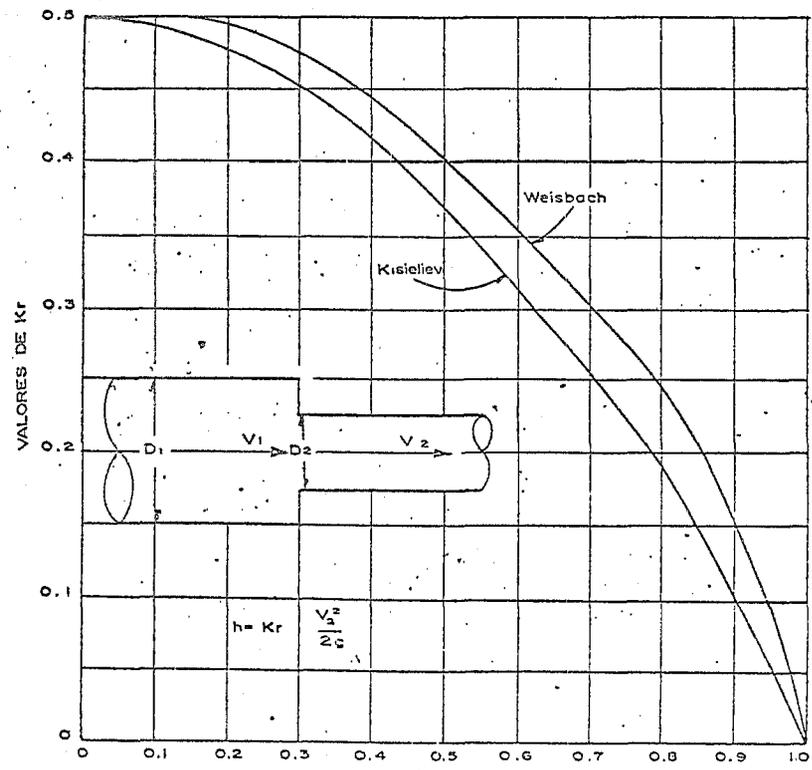
Substituyendo datos en la ecuación general:

$$h_{cb} = K \frac{v^2}{2g}$$

$$h_{cb} = 0.23 \frac{(1.5)^2}{19.62}$$

$$h_{cb} = 0.026 \text{ m}$$

RESISTENCIA AL FLUJO EN CONDUCTOS A PRESION



PERDIDA DE ENERGIA EN UNA CONTRACCION BRUSCA.

FIG. VII - 1

4. Ampliación gradual.

$$h_{AG} = K \frac{v^2}{2g}$$

Para este caso, K depende de la brusquedad con que se verifica la ampliación y esta dada por siguiente expresión, según Borda - Carnot:

$$K = \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 C_a$$

En donde C_a depende del ángulo del difusor, como se muestra en la figura (VII-2). En el caso de ampliaciones bruscas $C_a = 1.0$.

Utilizando la figura mencionada, θ se determinaría como sigue:

$$\frac{\theta}{2} = \text{ARC TAN} \frac{D_a - D_b}{2 r_s}$$

Por lo tanto:

$$\theta = \left(\text{ARC TAN} \frac{D_a - D_b}{2 r_s} \right) 2$$

$$\theta = 15.87^\circ$$

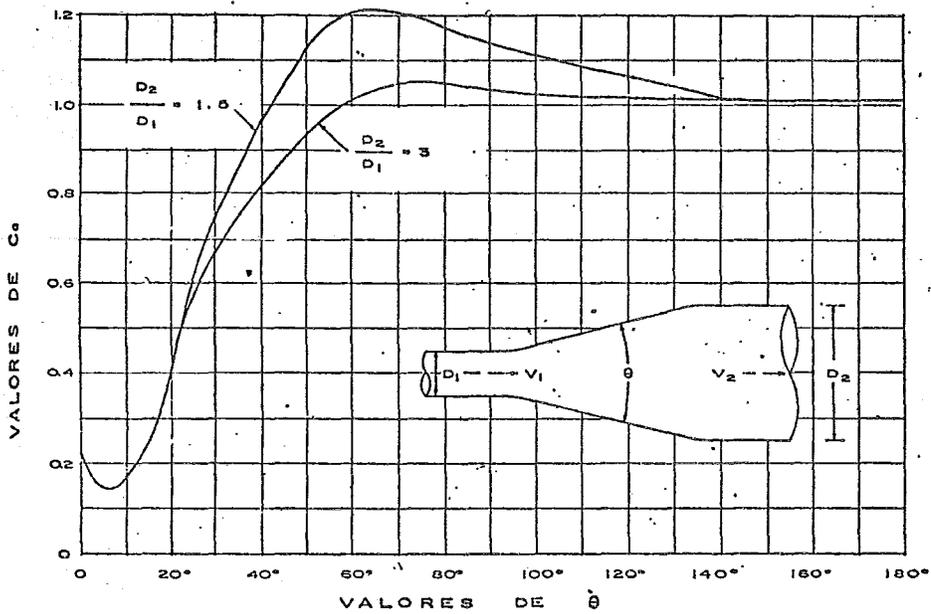
$$\theta = 15^\circ 52' 37''$$

y

$$\frac{D_a}{D_b} = \frac{1.22}{0.9144} = 1.33$$

Con estos datos de la figura, se tiene:

$$C_a = 0.25$$



COEFICIENTES DE PERDIDA PARA AMPLIACIONES GRADUALES.

FIG. VII - 2

Substituyendo este valor en la ecuación:

$$K = \left(\frac{1.17}{0.65} - 1 \right)^2 (0.25)$$

$$K = 0.16$$

$$\therefore h_{AG} = 0.16 \frac{(1.5)^2}{19.62}$$

$$h_{AG} = 0.018 \text{ m}$$

5. Pérdidas por Deflexión a 45°

$$K = 0.13 + 1.8 \left(\frac{D}{2r} \right)^{3.5} \frac{45^\circ}{90^\circ}$$

$$r = \frac{ST}{\tan^2 \frac{45^\circ}{2}}$$

para codos Lock Joint $ST = 0.628 \text{ m}$

$$\therefore r = \frac{0.628}{0.4142} = 1.5162$$

$$K = 0.13 + 1.8 \left(\frac{1.22}{3.0324} \right)^{3.5} \frac{45^\circ}{90^\circ}$$

$$K = 0.1022$$

Substituyendo datos en la ecuación general se tiene:

$$h_{45^\circ} = 0.1022 \frac{(1.5)^2}{19.62}$$

$$h_{45^\circ} = 0.0117 \text{ m}$$

6. Pérdidas por deflexión 90°

$$K = 0.13 + 1.8 \left(\frac{D}{2r} \right)^{3.5} \frac{90^\circ}{90^\circ}$$

$$r = \frac{ST}{\tan^2 \frac{90^\circ}{2}}$$

Para codos Lock Joint de 90°, ST = 1.34 m

$$\therefore r = \frac{1.34}{1} = 1.34$$

$$K = 0.13 + 1.8 \left(\frac{1.22}{2.68} \right)^{3.5} \frac{90^\circ}{90^\circ}$$

$$K = 0.2446$$

Substituyendo datos en la ecuación general se tiene:

$$h_{D90^\circ} = 0.2446 \frac{(1.5)^2}{19.62}$$

$$h_{D90^\circ} = 0.0281 \text{ m}$$

7. Reducción Gradual.

Análogamente el caso No. 3, el coeficiente de pérdida estará --- supeditado al ángulo θ del difusor, cuyo valor se determinará -- con la tabla de Kisielev, mostrada a continuación.

TABLA DE KISIELEV

θ	4 a 5	7	10	15	20	25	30	35	60	75	80
K	0.06										
	0.005	0.16	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.24	0.32	0.32	0.35

$$\text{si } \theta = 15.87^\circ$$

$$\theta = 15^\circ 52' 37''$$

$$K = 0.18$$

Substituyendo datos en la ecuación general se tiene:

$$h_{RG} = 0.18 \frac{(1.5)^2}{19.62}$$

$$h_{RG} = 0.020 \text{ m}$$

8. Ampliación brusca

$$K = \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 C_a$$

si $C_a = 1$

$$K = \left(\frac{1.17}{0.65} - 1 \right)^2 (1)$$

$$K = 0.64$$

Por lo tanto:

$$h_{AB} = K \frac{v^2}{19.62}$$

$$h_{AB} = 0.64 \frac{(1.5)^2}{19.62}$$

$$h_{AB} = 0.073 \text{ m}$$

PERDIDAS LOCALES

RESUMEN

CRUCERO	PIEZA	PERDIDA PROPIA	PERDIDA ACUMULADA
1	Silleta de derivación	0.041	0.041
	Ampliación Gradual	0.018	0.059
2	Codo 45°	0.012	0.071
3	Codo 45°	0.012	0.083
4	Codo 45°	0.012	0.095
5	Codo 45°	0.012	0.107
6	Codo 90°	0.028	0.135
	Reducción gradual	0.020	0.155
7	Silleta de derivación	0.088	0.243

PERDIDAS TOTALES

$$\text{a) Por fricción (L = 23.63 m) = 0.0540}$$

$$\text{b) Locales = 0.243 m}$$

$$h_t = 0.2970 \text{ m}$$

PERDIDAS ANTERIORES AL DESVIO

Fricción.

$$h_f = 0.0014 \times \text{longitud del tramo de tubería antes del desvío.}$$

$$h_f = 0.0014 \times 32.25 = 0.045 \text{ m}$$

locales.

en codo de 45

$$h_c = 0.0102 \times 2 = 0.0202$$

Incremento de pérdidas

$$Ah_t = 0.2316 \text{ m}$$

Como se nota este incremento de pérdidas de carga es prácticamente despreciable, - ya que esta caída de presión se presentaría en una longitud de 150.0 m, mientras - que estas tuberías tienen recorridos de kilómetros, además de que la presión bajo la que operan estas tuberías es de 90 m.c.a.

CAPITULO VIII
DISEÑO ESTRUCTURAL

En el capítulo VI se expuso la necesidad de contar con ciertas estructuras para la construcción de sistemas de drenaje cuando se utilizan conductos de diámetro mayor a 76 cm; así mismo se hizo hincapié sobre las solicitaciones a las que con mayor -- frecuencia están sometidas.

En este capítulo se hará como ejemplo el análisis y diseño estructural de la caja de conexión No. 3, con las siguientes solicitaciones:

- a). Empuje del terreno e hidrostático
- b). Cargas muertas
- c). Cargas vivas

a). Empuje del terreno e hidrostático.- Como se verá en el capítulo siguiente, el proceso constructivo de esta caja se efectuará a cielo abierto entre taludes 0.5 a 1. Una vez construída la losa inferior y los muros, se procederá al relleno de la excavación, por lo tanto, el empuje que obrará sobre los muros de la caja, será el empuje en reposo. Para su valuación se emplearán las siguientes expresiones:

$$E_o = \gamma_m h K_o \quad \text{para suelos "secos"}$$

$$E_o = (\gamma'_m K_o + \gamma'_w)h \quad \text{para suelos "saturados"}$$

Donde:

$$E_o = \text{Empuje en reposo por unidad de ancho (ton/m)}$$

$$\gamma'_m = \text{Peso volumétrico del material (ton/m}^3\text{)}$$

$\delta' m$ = Peso sumergido del material (ton/m^3)

δw = Peso volumétrico del agua (ton/m^3)

h = Profundidad donde se presenta E_o

K_o = coeficiente de empuje en reposo

$$K_o = 1 - \text{Sen } \emptyset$$

\emptyset = Angulo de fricción interna del material

\emptyset = 25° para material arenoso - limoso (tepetate)

- b). Cargas muertas.- En este renglón se consideran las cargas permanentes -- como las debidas al peso propio de los elementos estructurales y de los -- no estructurales, como registros y rellenos.
- c). Cargas vivas.- Representa las fuerzas gravitacionales que obran en la -- estructura y que no tienen carácter permanente, tales como tránsito vehi- cular o peatonal sobre la estructura.

CONDICIONES DE APOYO Y CARGA

APOYO. Se considera que los elementos de la estructura están unidos monolítica-- mente, formando un marco rígido.

CARGAS. Las cargas que actúan en la losa son:

LOSA SUPERIOR

Rellenos	q_R	$= 0.8 \times 1.7 \text{ ton/m}^3 \times 1.0 \text{ m}$	$= 1.36 \text{ ton/m}$
Peso Propio	$q_{P_o P_o}$	$= 0.20 \times 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 1.0 \text{ m}$	$= 1.48 \text{ ton/m}$
Carga Viva	q_v	$= (1.5 \text{ ton/m}^2)^* \times 1.0 \text{ m}$	$= 1.5 \text{ ton/m}$
			3.34 ton/m

LOSA INFERIOR

Rellenos	q_R	$= 0.8 \times 1.7 \text{ ton/m}^3 \times 1.0 \text{ m}$	$= 1.36 \text{ ton/m}$
Peso Propio	$q_{P_o P_o}$	$= 0.25 \times 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 1.0 \text{ m}$	$= 0.60 \text{ ton/m}$
Peso Muros	q_m		$= 1.96 \text{ ton/m}$
% carga viva		$= 0.6 \text{ c.v.}$	$= 0.90 \text{ ton/m}$
			4.82 ton/m

Por lo que respecta a las cargas actuantes sobre los muros, a continuación se presenta la tabla de cálculo de empujes del terreno e hidrostático:

TABLA VIII - 1. CALCULO DE EMPUJE EN REPOSO

$$H = K_o \gamma m h \quad \text{Suelos secos}$$

$$H = (K_o \gamma' m + \gamma_w) h \quad \text{Suelos saturados}$$

En donde: $K_o = \frac{1}{1 + \tan^2 \theta} = 1 - \sin^2(25^\circ) = 0.58$

θ tepetate = 25°

* Carga transmitida por una rueda en el eje trasero de un camión HS-20 .

N.A.F. 0 - 2.70 m

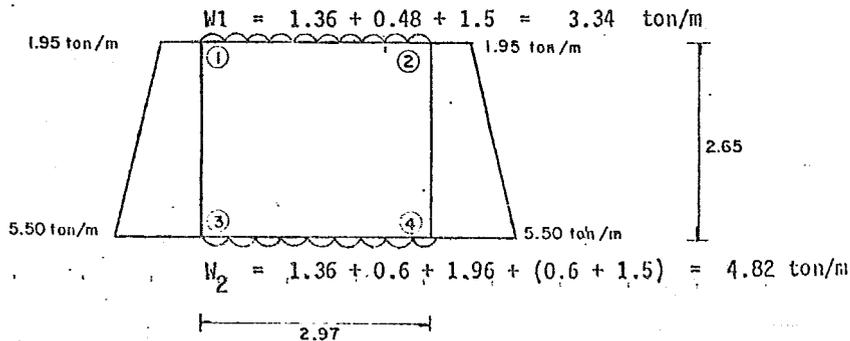
PROF.	VOLUMEN	$\delta^1 m$	$\delta^2 m$	$\delta^3 mh$	$\delta^4 mh$ acum	$\delta^5 H$	$\delta^6 H$	$\delta^7 wh$
0.00 - 0.50	1.13	1.7	-	1.91	1.91	1.11		
0.50 - 1.00	1.00	1.7	-	1.70	3.61	2.09		
1.00 - 1.50	0.88	1.7	-	1.49	5.00	2.90		
1.50 - 2.00	0.75	1.7	-	1.28	6.28	3.64		
2.00 - 2.50	0.63	1.7	-	1.06	7.34	4.26		
2.50 - 2.70	0.22	1.7	-	0.38	7.72	4.48		
2.70 - 3.00	0.28	-	0.70	0.20	7.92	4.59	4.89	
3.00 - 3.50	0.38	-	0.70	0.26	8.18	4.74	5.54	
3.50 - 3.87	0.20	-	0.70	0.14	8.32	4.83	6.00	

Una vez definidas las condiciones de apoyo y carga bajo las cuales estará sometida la estructura, podemos analizarla para determinar los elementos mecánicos que operan en ella.

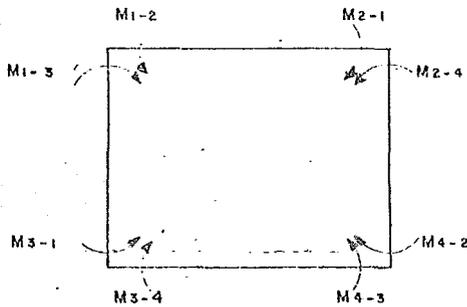
METODO DE ANALISIS

Para el análisis del marco, se utilizará el método de Hardy Cross o método de distribución de momentos.

IDEALIZACION DEL MARCO



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



$$M_{2-1} = M_{1-2} = \frac{WL^2}{12} = \frac{3.34 \times (2.97)^2}{12} = 2.47 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{3-4} = M_{4-3} = \frac{WL^2}{12} = \frac{4.82 \times (2.97)^2}{12} = 3.54 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{1-3} = M_{3-1} = 1.97 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{2-4} = M_{4-2} = 2.39 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

MOMENTOS DE INERCIA DE LOSA SUPERIOR Y MUROS

$$I_m = \frac{1.0 \times 0.20^3}{12} = 6.7 \times 10^{-4} = 0.67 \times 10^{-3}$$

MOMENTOS DE INERCIA EN LOSA INFERIOR

$$I_L = \frac{1.00 \times 0.25^3}{12} = 1.3 \times 10^{-3}$$

RIGIDECES RELATIVAS

$$K_{1-2} = K_{2-1} = \frac{I_m}{L} = \frac{0.67}{2.97} \times 10^{-3} = 0.22 \times 10^{-3}$$

$$K_{1-3} = K_{3-1} = K_{2-4} = K_{4-2} = \frac{I_m}{L} = \frac{0.67 \times 10^{-3}}{2.65} = 0.25 \times 10^{-3}$$

$$K_{3-4} = K_{4-3} = \frac{I_L}{L} = \frac{1.3 \times 10^{-3}}{2.97} = 0.44 \times 10^{-3}$$

FACTORES DE DISTRIBUCION

$$FD_{1-2} = FD_{2-1} = \frac{0.22}{0.22 + 0.25} = 0.47$$

$$FD_{1-3} = FD_{2-4} = \frac{0.25}{0.25 + 0.22} = 0.53$$

$$FD_{4-2} = FD_{3-1} = \frac{0.25}{0.44 + 0.25} = 0.36$$

$$FD_{4-3} = FD_{3-4} = \frac{0.44}{0.44 + 0.25} = 0.64$$

MOMENTOS DE DESEQUILIBRIO

$$M_1 = M_{12} + M_{13} = 2.47 - 1.97 = 0.50$$

$$M_2 = M_{21} + M_{24} = -2.47 + 1.97 = -0.50$$

$$M_3 = M_{42} + M_{43} = -2.39 + 3.54 = 1.15$$

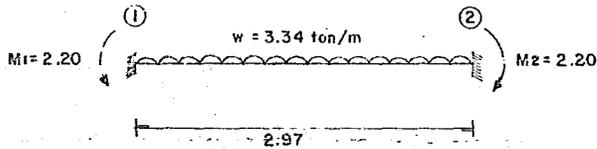
$$M_4 = M_{31} + M_{34} = 2.39 - 3.54 = -1.15$$

EQUILIBRIO DEL MARCO

		2.204		-2.201	
		0.009		0.018	
		-0.023		-0.012	
		0.034		0.069	
		-0.065		-0.033	
		0.081		0.161	
		-0.212		-0.106	
		0.145		0.290	
		-0.235		-0.118	
		2.470		-2.470	
		0.47		0.47	
	0.53	①		②	0.53
	-1.970				1.970
2.055	-0.265			0.328	2.852
0.009	0.307			-0.237	-0.013
-0.013	-0.239			0.182	0.010
0.030	0.059			-0.114	-0.51
-0.037	0.074			0.078	0.039
0.116	0.015			-0.026	-0.229
-0.120	-0.026			0.020	0.091
0.613	0.004			0.06	0.473
-0.135	-2.190			2.195	0.164
2.390	0.38	③		④	0.38
	0.64			0.64	
	-3.540			+3.540	
	-0.420			-0.841	
	1.090			0.545	
	-0.203			-0.407	
	0.207			0.104	
	-0.048			-0.091	
	0.052			0.026	
	0.012			-0.028	
	0.018			0.008	
	-2.858			2.860	

MOMENTOS MAXIMO POSITIVO

LOSA SUPERIOR



$$V_1 = V_2 = \frac{wL}{2} = \frac{3.34 \times 2.97}{2} = 4.96 \text{ ton}$$

$$M_x = -M_1 + V_1 X - \frac{wX^2}{2}$$

$$\frac{dM_x}{dX} = V_1 - wX$$

$$\therefore X = \frac{V_1}{w} = \frac{4.96}{3.34} = 1.49 \text{ m}$$

$$M_{\max.} = -2.20 + 4.96 (1.49) - \frac{3.34 (1.49)^2}{2} =$$

$$M_{\max.} = 1.483 \text{ ton - m}$$

LOSA INFERIOR

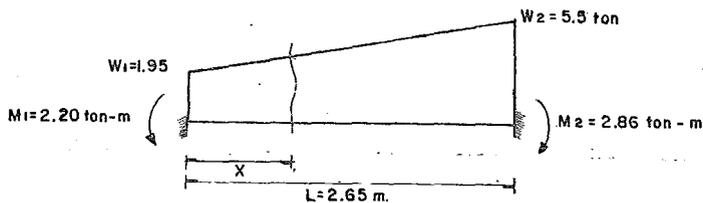
$$V_3 = V_4 = \frac{wL}{2} = \frac{4.82 \times 2.97}{2} = 7.16 \text{ ton}$$

$$X = \frac{V_3}{w} = \frac{7.16}{4.82} = 1.48 \text{ m}$$

$$M_{\max.} = -2.85 + 7.16 (1.48) - \frac{4.82 (1.48)^2}{2} =$$

$$M_{\max.} = 2.46 \text{ ton} - \text{m}$$

MOMENTO MAXIMO POSITIVO (MUROS)



$$M_x = -M_1 + V_1 x - \frac{W_1 x^2}{2} - \frac{x^3 (W_2 - W_1)}{6 L}$$

$$\frac{d M_x}{d x} = V_1 - W_1 x - \frac{x^2 (W_2 - W_1)}{2 L}$$

$$\frac{x^2 (W_2 - W_1)}{2 L} + W_1 x - V_1$$

$$\therefore x = \frac{-W_1 \pm \sqrt{(W_1)^2 + 2 \left(\frac{W_2 - W_1}{L} \right) (V_1)}}{\frac{W_2 - W_1}{L}}$$

$$M_2 = -M_1 + V_1 L - \frac{W_1 L^2}{2} - \frac{(W_2 - W_1) L^2}{6} + M_2 = 0$$

Despejando V_1 de la ecuación:

$$V_1 = \frac{M_1 - M_2 + \frac{W_1 L^2}{2} + \frac{(W_2 - W_1) L^2}{6}}{L}$$

$$V_1 = \frac{6M_1 - 6M_2 + 2W_1 L^2 + W_2 L^2}{6L}$$

$$M_1 = -1.2 - V_2 L + \frac{W_1 L^2}{2} + \frac{(W_2 - W_1)}{3} L^2 - M_1 = 0$$

$$V_2 = \left[M_2 - M_1 + \frac{W_1 L^2}{2} + \frac{(W_2 - W_1)}{3} L^2 \right] \left(\frac{1}{L} \right)$$

$$\therefore V_2 = \frac{6M_2 - 6M_1 + 3W_1 L^2 + 2(W_2 L^2)}{6L}$$

Substituyendo datos:

$$V_1 = \frac{6(2.20) - 5(2.85) + 2(1.95)(2.65)^2 + 5.5(2.65)^2}{6 \times 2.65}$$

$$V_1 = 3.92 \text{ ton}$$

$$X = \frac{-1.95 + \frac{(1.95)^2}{2.65} + 2 \frac{(5.5 - 1.95)}{2.65} \cdot 3.91}{1.34}$$

$$X = \frac{-1.95 + 3.78}{1.34}$$

$$X_1 = 1.37$$

$$X_2 = 4.28$$

MOMENTO MAXIMO POSITIVO

$$M_{max.} = -2.20 + 3.92(1.37) - \frac{1.95(1.37)^2}{2} - \frac{(1.37)^3(3.55)}{6(2.65)}$$

$$M_{max.} = 0.77 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Los momentos de diseño se obtendrán al afectar cada uno de los momentos anteriores por el factor correspondiente de carga.

LOSA SUPERIOR

$$M_1 = 1.4 \times 2.20 \text{ ton} - \text{m} = - 3.08 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_2 = 1.4 \times 2.20 \text{ ton} - \text{m} = - 3.08 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_+ = 1.4 \times 1.48 \text{ ton} - \text{m} = 2.07 \text{ ton} - \text{m}$$

LOSA INFERIOR

$$M_3 = 1.4 \times 2.86 = - 4.00 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_4 = 1.4 \times 2.86 = - 4.00 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_+ = 1.4 \times 2.46 = 3.44 \text{ ton} - \text{m}$$

MUROS

$$M_3 = 1.4 \times - 2.86 = - 4.00 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_1 = 1.4 \times - 2.20 = 3.08 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_+ = 1.4 \times 0.77 = 1.08 \text{ ton} - \text{m}$$

Hasta este momento hemos determinado los elementos mecánicos M y V que se presentan tanto en losas como en los muros.

A continuación se expondrán las ecuaciones y parámetros, así como las constantes que se utilizarán para el diseño del elemento por flexión.

FORMULAS PARA CALCULAR RESISTENCIAS

$$M_R = F_r b d^2 f''c q (1 - 0.59 q)$$

ó

$$M_R = F_r b d^2 A_s f_y d (1 - 59 q)$$

$$F_r = 0.9$$

$$f^*c = 0.30 f'c$$

$$f''c = 0.85 f^*c$$

$$\text{si } f^*c \leq 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = \frac{P f_y}{f''c} \quad \therefore \quad P = \frac{q f''c}{f_y}$$

$$P = \frac{A_s}{b d}$$

$$P_{\text{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{f'c}{f_y} + \frac{4\,000}{f_y + 6000}$$

Debido a que no es práctico proporcionar varias separaciones en el armado pues - sólo confunden al constructor, se dará la separación para la condición mas des-- favorable y con múltiplos de 5. es decir:

MOMENTOS NEGATIVOS # 4 @ 15 cm

MOMENTOS POSITIVOS # 4 @ 25 cm

Hasta este momento se ha revisado el muro de flexión a continuación se hará lo - propio para fuerza cortante.

Adoptando el criterio establecido por el reglamento de construcciones del Distri - to Federal, en que se acenta que el cortante de diseño se presenta a una distan - cia del naño del anoyo igual al peralte efectivo d . Se tendrá entonces que el - cortante último será el producto del cortante de diseño v y el factor de carga co - rrespondiente

$$Vu = Vd \times Fc$$

En el caso del muro en su parte inferior tendríamos:

$$V_2 = 5.96 \text{ ton}$$

$$Vd = 4.67 \text{ ton}$$

$$Vu = 4.67 \times 1.4 = 6.55 \text{ ton}$$

Dada la continuidad de la estructura se considera que el elemento trabaja en -- dos direcciones. Por tal razón, se revisará por fuerza cortante empleando la siguiente expresión:

$$V_{cr} = 0,5 F_r b d \sqrt{f_c}$$

$$V_{cr} = 0,5 (0,8) 100 \times 17 \sqrt{150}$$

$$V_{cr} = 8,601 \text{ ton}$$

$$\frac{V_{cr}}{V_u} \geq 1,20$$

$$\frac{V_{cr}}{V_u} = \frac{8,601}{6,550} = 1,313 > 1,2$$

DISEÑO DEL ATRAQUE

Como se vió anteriormente en el desvío del agua potable de 1.22 m de diámetro -- fueron necesarios elementos de atraque para contener el empuje ejercido por la -- presión del agua en los cambios de dirección. A continuación se procederá al -- diseño de uno de estos elementos.

La fuerza ejercida por la presión del agua se determinará a partir de la siguiente expresión:

$$F = 2 P S \text{ sen } \frac{\theta}{2}$$

Donde:

F = resultante del par de fuerzas en el codo

P = presión del agua

S = sección transversal del tubo

θ = cambio de dirección o ángulo de deflexión

Por tratarse de una línea primaria, para fines de cálculo, la presión del agua -- se considerará de 9.0 k/cm².

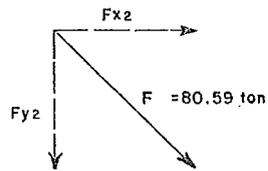
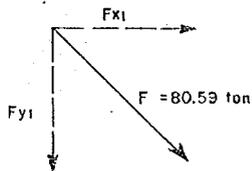
$$S = \frac{\pi D^2}{4} = 1.17 \text{ m}^2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\therefore F = 2(90 \text{ ton/m}^2) \cdot 1.17 \text{ m}^2 \times \text{sen } \frac{45^\circ}{2}$$

$$F = 80.59 \text{ ton}$$

Componentes de F



$$F_{x_1} = \text{Cos } 45^\circ (Fr)$$

$$F_{x_1} = 0.7071 (80.59)$$

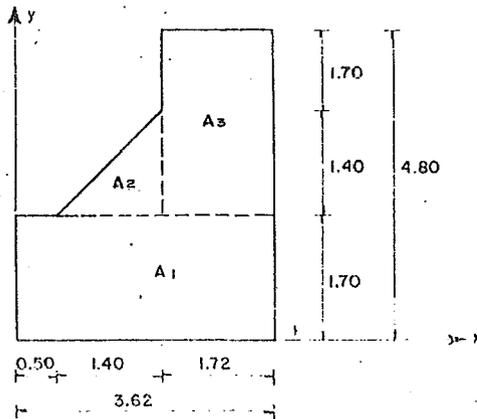
$$F_{x_1} = 56.98 \text{ ton}$$

$$F_{y_1} = \text{Cos } 45^\circ (Fr)$$

$$F_{y_1} = 0.7071 (80.59)$$

$$F_{y_1} = 56.98 \text{ ton}$$

PROPOCISION DE DIMENSIONES



Cálculo de las áreas del atraque:

$$A_1 = 362.25 \times 1.70 = 6.16 \text{ m}^2$$

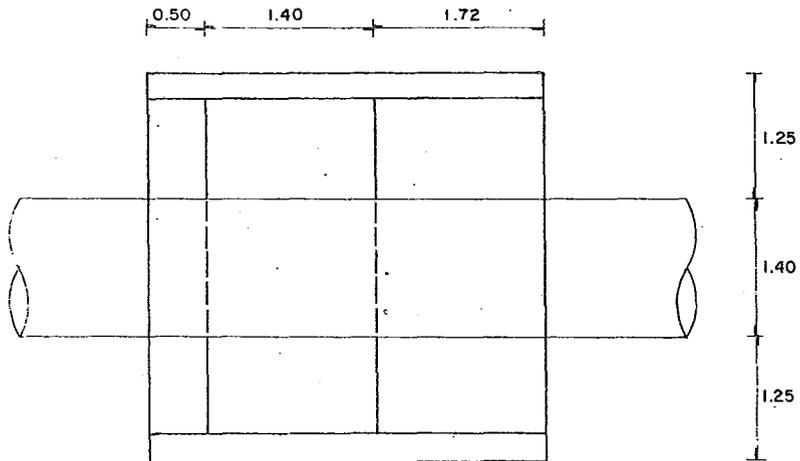
$$A_2 = (1.40 \times 1.40)/2 = 0.98 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 3.10 \times 1.7225 = 5.34 \text{ m}^2$$

$$A_t = A_1 + A_2 + A_3$$

$$A_t = 6.16 + 0.98 + 5.34$$

$$A_t = 12.48 \text{ m}^2$$



PLANTA DEL ATRAQUE

Volumen del Atraque

$$V_1 = 6.16 \times 3.400 = 20.94 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0.98 \times 2.400 = 2.84 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 5.34 \times 2.900 = 15.49 \text{ m}^3$$
$$\underline{\quad\quad\quad} 39.27 \text{ m}^3$$

Centro de gravedad del atraque

$$Y = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$Y_1 = \frac{1.70}{2} = 0.85 \text{ m}$$

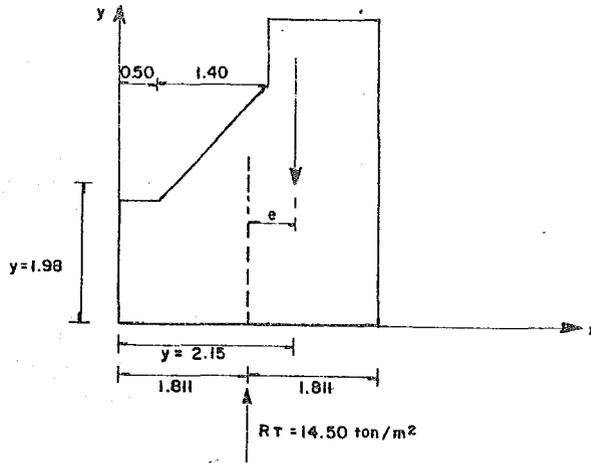
$$Y_2 = \frac{1.40}{3} + 1.70 = 2.167 \text{ m}$$

$$Y_3 = \frac{3.10}{2} + 1.70 = 3.25 \text{ m}$$

$$Y = \frac{(6.16 \times 0.85) + (0.98 \times 2.167) + (5.34 \times 3.25)}{12.48} = 1.98 \text{ m}$$

$$X = \frac{A_1 X_1 + A_2 X_2 + A_3 X_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$X = \frac{(6.16 \times 1.8) + (0.98 \times (0.5 + 0.93)) + 5.34 (0.86 + 1.81)}{12.48} = 2.15 \text{ m}$$

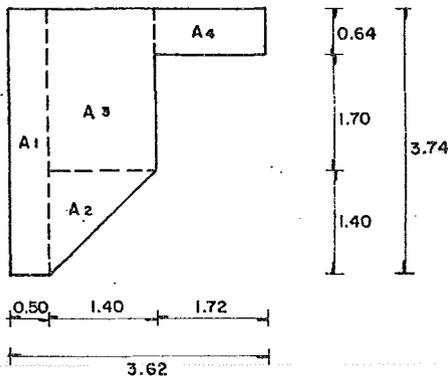


CALCULO DE LOS PESOS DE ATRAQUE

Peso del Atraque

$$W = Vt^k = 39.26 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 94.22 \text{ ton.}$$

Peso del Relleno



$$\begin{aligned}
 A_1 &= 3.74 \times 0.5 &= & 1.87 \text{ m}^2 \\
 A_2 &= (1.4 \times 1.4)/2 &= & 0.98 \text{ m}^2 \\
 A_3 &= 1.4 \times 2.34 &= & 3.28 \text{ m}^2 \\
 A_4 &= 0.64 \times 1.7225 &= & 1.10 \text{ m}^2 \\
 A_5 &= (0.5 \times 3.74) + (1.7 \times 0.5)/2 &= & 4.59 \text{ m}^2 \\
 A_t &= &= & \underline{11.82 \text{ m}^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_1 &= (A_1 + A_2 + A_3 + A_4) \times 2.90 &= & 7.28 \text{ m}^3 \\
 V_2 &= A_5 \times 3.62 &= & 16.63 \text{ m}^3 \\
 V_t &= &= & \underline{23.91 \text{ m}^3}
 \end{aligned}$$

$$\therefore W = V_t \times \rho_m = 23.91 \text{ m}^3 \times 1.80 \text{ ton/m}^3 = 43.038 \text{ ton}$$

Resultante del relleno

$$\bar{Y} = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3 + A_4 Y_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4}$$

$$Y_1 = \frac{3.74}{2} = 1.87 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{2}{3} (1.40) = 0.94 \text{ m}$$

$$Y_3 = 1.40 + \frac{2.34}{2} = 2.57 \text{ m}$$

$$Y_4 = 3.74 - \frac{0.64}{2} = 3.42 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = \frac{1.87 (1.87) + 0.98 (0.94) + 3.28 (2.57) + 1.10 (3.42)}{7.23} = \frac{16.609}{7.23} = 2.297 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = 2.30 \text{ m}$$

$$Y = \frac{A_1 X_1 + A_2 X_2 + A_3 X_3 + A_4 X_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4}$$

$$X_1 = \frac{0.5}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$X_2 = 0.50 + \frac{1}{3} (1.40) = 0.84 \text{ m}$$

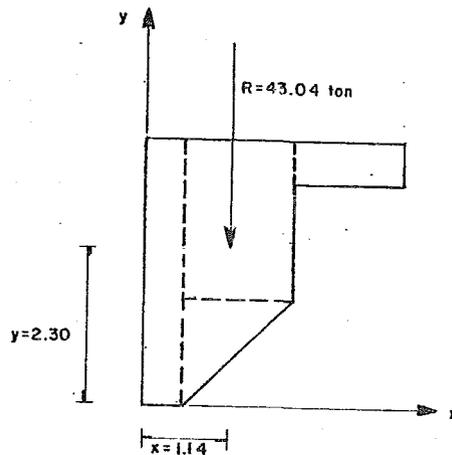
$$X_3 = 0.50 + \frac{1.40}{2} = 1.20 \text{ m}$$

$$X_4 = 0.50 + 1.40 + \frac{1.7225}{2} = 2.76 \text{ m}$$

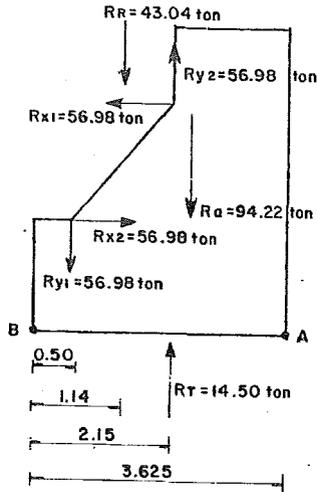
$$X = \frac{1.87 (0.25) + 0.98 (0.84) + 3.28 (1.20) + 1.10 (2.76)}{7.23} = \frac{8.26}{7.23} = 1.142$$

$$X = 1.14 \text{ m}$$

RESULTANTE DEL RELLENO



FUERZAS ACTUANTES EN EL ATRAQUE



Suma de las Fuerzas Verticales

$$94.22 \text{ ton} + 43.04 \text{ ton} = 140.26 \text{ ton}$$

$$\frac{140.26 \text{ ton}}{3.6225 \times 3.4} = 11.40 \text{ ton/m}^2 \quad 14.50 \text{ ton/m}^2$$

Momentos resitentes

MB (momentos en el punto B)

$$R_R \times 1.14 + R_A \times 2.15$$

$$43.04 \times 1.14 + 94.22 \times 2.15$$

$$49.06 + 202.57$$

$$251.63 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Momentos Actuantes

$$Ry_1 \times 1.40 + Rx_1 \times 1.40$$

$$(56.98 + 56.98) 1.40$$

$$159.38 \text{ ton} - \text{m}$$

Revisión por volteo

$$\frac{M_R}{M_a} \geq 1.5$$

$$\frac{251.63}{159.38} = 1.578$$

ACERO DE REFUERZO POR TEMPERATURA EN EL ATRAQUE

$$A_s = \frac{450 \cdot X_1}{f_y (X_1 + 100)}$$

Donde:

A_s = área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, (cm^2/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a X_1 .

X_1 = Dirección mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm).

Substituyendo datos:

$$A_s = \frac{450 \times 362}{4000(362 + 100)} = 0.088 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{1.27}{8.8} \times 100 = 14 \text{ cm}$$

∴ # 4 @ 14 cm

$$A_s = \frac{450 \times 390}{4000(390 + 100)} = 0.089 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

∴ # 4 @ 14 cm

CAPITULO IX

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS GENERALES

INTRODUCCION.

Para la ejecución de cualquier obra de ingeniería, resultan imprescindibles las especificaciones. Estas tienen por objeto establecer las técnicas y procedimientos, bajo los cuales deben sujetarse la ejecución de los conceptos que intervienen en la realización de la obra.

En el presente trabajo, por razones obvias, es imposible involucrar todas las especificaciones implícitas para realizar un proyecto de drenaje en cuanto a la mecánica de los materiales necesarios para su construcción. Para tal efecto existen manuales o normas, que son editadas expresamente, y que describen con mayor detalle estos aspectos. Entre éstos ejemplares podemos mencionar los reglamentos establecidos por:

Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos

Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas

Dirección de Construcción y Operación Hidráulica del D. D. F.

Secretaría de Salubridad y Asistencia

Secretaría de Industria y Comercio

En este trabajo se pretende dar a conocer algunas de las estructuras especiales más importantes que integran el proyecto, así como el de sus procedimientos constructivos en general.

ESPECIFICACIONES PARA LA EXCAVACION Y CONSTRUCCION DE LAS CAJAS DE CONEXION
PENTAGONALES PERTENECIENTES AL DRENAJE PLUVIAL DE LOS TALLERES EL ROSARIO.

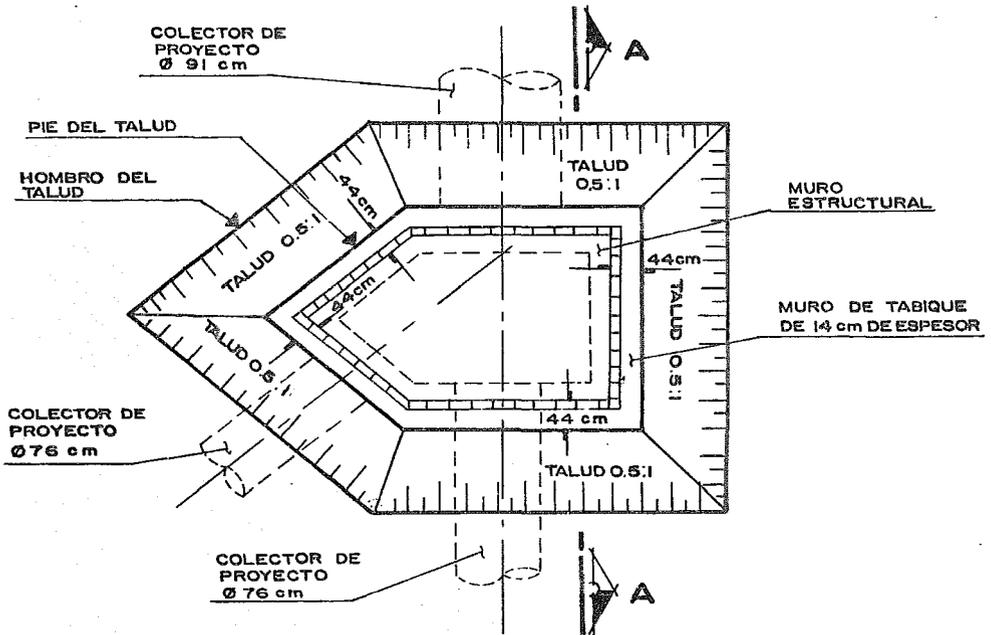
I. EXCAVACION Y CONSTRUCCION.

La excavación para la construcción de las cajas de conexión, se realizará a cielo abierto por medio de taludes con una inclinación 0.5:1 horizontal a vertical. Estas cajas se construirán donde no existe ningún colector, por lo que la excavación y construcción se realizará por etapas, como se describe a continuación.

1a. Etapa: Definida el área de excavación de cada caja según se indica en la figura No. IX - 1, se excavará a mano hasta 1.00 m de profundidad con el fin de localizar las instalaciones municipales que pudieran existir para descubrirlas y darles la protección adecuada para no dañarlas. Se continuará la excavación a cielo abierto entre taludes con una inclinación de 0.5:1 horizontal a vertical, hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto.

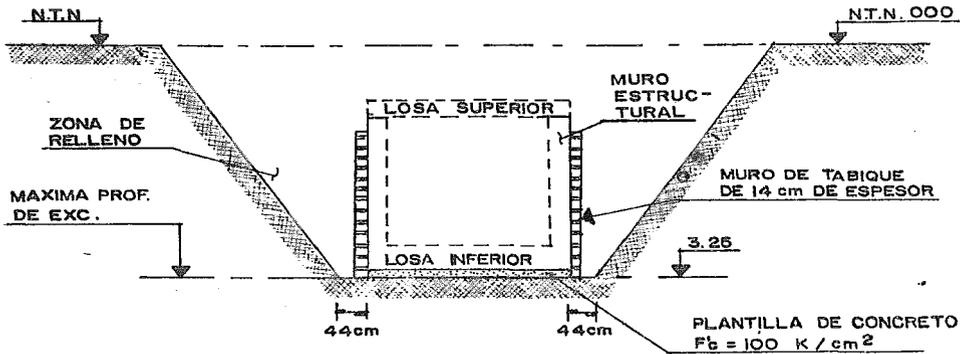
2a. Etapa: Se procederá de inmediato a colar la plantilla de concreto pobre de 10 cm de espesor en el fondo de la excavación, cuyo concreto debe contener aditivo acelerante de fraguado.

3a. Etapa: Transcurridas tres horas después de colada la plantilla, deberán colocarse en sus elevaciones correspondientes, los tramos de tube-



P L A N T A

AREA DE EXCAVACION DE LA CAJA DE CONEXION



C O R T E A - A

FIGURA N.º IX - I

SIN ESCALA
ACOT. cm

ría que quedarán embebidos en cada caja. Cuyas elevaciones deberán consultarse en los planos correspondientes.

4a. Etapa: Habiendo realizado lo anterior, se confinará el área que ocupará la caja en cuestión mediante la construcción de un muro de tabique rojo de 14 cm de espesor, con una altura de 2.00 m, el cual será utilizado como cimbra pérdida durante la construcción de la losa de piso y de los muros definitivos.

5a. Etapa: Se procederá a armar y a colar la losa de piso, debiendo dejar las preparaciones necesarias en el armado para su unión con los muros laterales.

6a. Etapa: Después de 24 horas, de colada la losa de piso, se procederá a armar y a colar los muros de la caja.

7a. Etapa: Cuando los muros definitivos hayan alcanzado su resistencia especificada, se iniciará el proceso de relleno en los alrededores de la caja, hasta alcanzar la elevación en la que se encuentra la losa superior. El material que se utilizará en el relleno, será areno-limoso tipo tepetate, en capas de 20 cm de espesor y compactadas con pizón metálico o de madera.

8a. Etapa: Se efectuará el armado y colado de la losa superior.

9a. Etapa: El proceso de relleno se continuará hasta que se alcance el nivel de subrasante. En esta elevación se procederá a restituir el pavimento en las zonas donde haya sido afectado por la excavación.

II. CONTROL DE FILTRACIONES.

El agua producto de las filtraciones que se presenten durante las excavaciones, para la construcción de las cajas de conexión, se deberá controlar por medio de pequeños cárcamos de bombeo, contruidos en los lugares donde sean necesarios para extraer el agua por medio de bombas autocebantes en número suficiente, de tal manera que el fondo de la excavación permanezca siempre estanco.

NOTAS IMPORTANTES.

1. El tiempo máximo a transcurrir entre la llegada a la máxima profundidad de excavación y el armado y colado de la losa de fondo, no deberá exceder de 24 horas en cada una de las cajas.
2. Todos los detalles para el armado y colado de los muros, de la losa, así como de las uniones de las cajas con el colector, se indican en los planos estructurales correspondientes.
3. La ejecución de los eventos de construcción deberán realizarse en forma consecutiva, es decir, tan pronto como se termine uno, deberá continuarse con el siguiente, excepto en los casos en que sea necesario esperar el tiempo suficiente para que el concreto alcance su resistencia de proyecto.

4. Es condición necesaria para realizar el procedimiento de construcción, que los vehículos automotores que tengan necesariamente que circular por la zona de construcción de cada caja, lo hagan a una distancia mínima de 4.00 m del hombro del talud de la excavación - en cuestión.

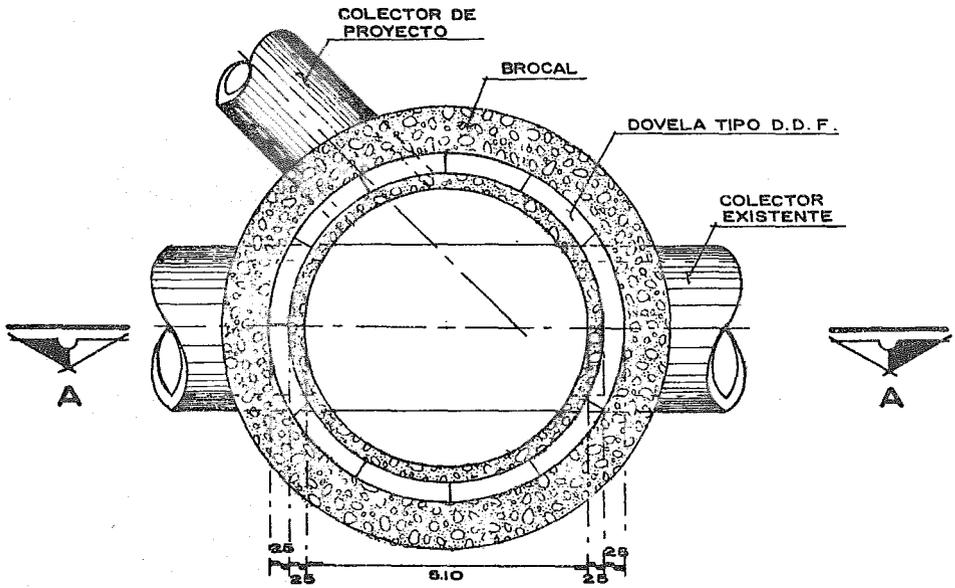
ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA EXCAVACION Y CONSTRUCCION DE CAJAS CIRCULARES CONSTRUIDAS POR DOVELAS DE CONCRETO PARA EL DRENAJE PLUVIAL DE LOS TALLERES EL ROSARIO.

I. CARACTERISTICAS GENERALES DE LA CAJA.

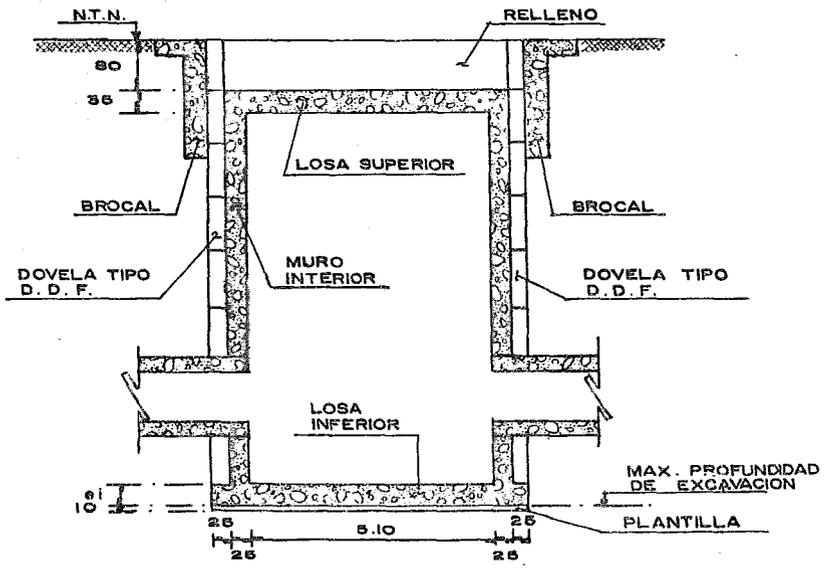
Las cajas circulares son estructuras que se construyen en el interior del terreno natural con la finalidad de servir como elementos de conexión o de deflexión entre colectores existentes y de proyecto. Las cajas están constituidas por un brocal, un revestimiento provisional integrado por dovelas de concreto tipo D.D.F., un muro interior de concreto armado funcionando como revestimiento definitivo, una losa superior y una losa inferior, cuyas dimensiones de acuerdo con las necesidades de proyecto, son las indicadas en la figura No. IX - 2.

II. EXCAVACION.

La excavación para la construcción de estas cajas se efectuará a cielo abierto, entre una estructura provisional de contención constituida por una sucesión de anillos, los cuales estarán formados por las dovelas de



PLANTA



CORTE A-A

FIGURA No IX - 2
 ACOT. EN cm
 SIN ESCALA

concreto.

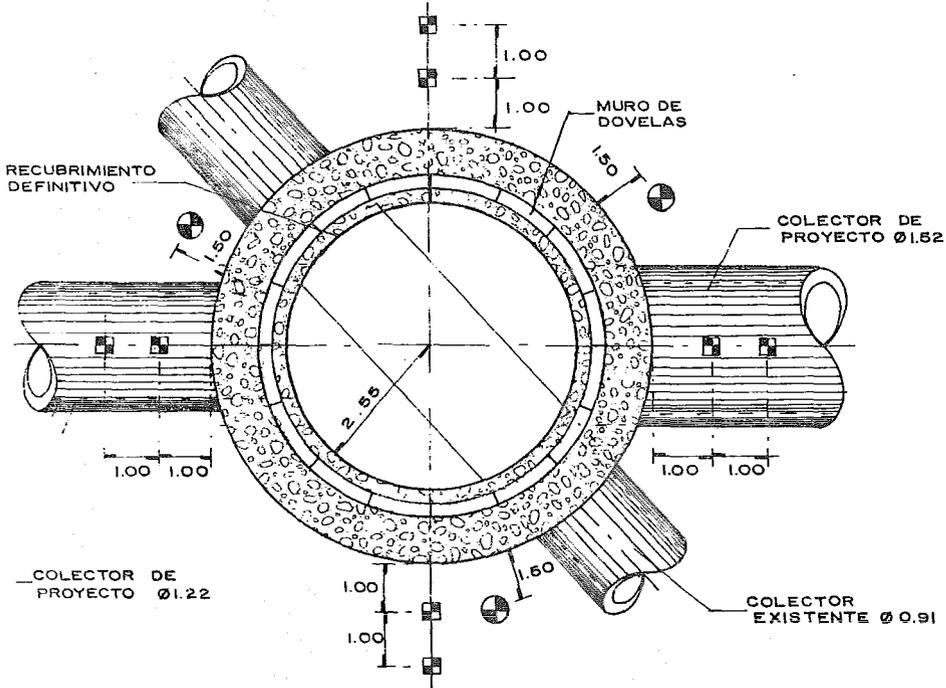
II.1 - ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

Con el fin de evitar filtraciones de agua en el interior de las cajas durante el proceso de excavación, será necesario abatir el nivel freático mediante la instalación de pozos de bombeo. Estos pozos estarán localizados en la forma que se indica en la figura No.IX-3 y perforados hasta alcanzar una profundidad de 4 metros por abajo de la profundidad máxima de proyecto. El ademe de los pozos será de tubo de fierro con \emptyset de 4", ranurados en toda su longitud excepto 2 metros en ambos extremos y estarán provistos de tres aletas formadas por varillas de 3/4", cuyo diámetro circunscrito deberá ajustarse a las paredes de la perforación.

Para la extracción del agua del interior de los pozos se utilizarán bombas de pozo profundo del tipo eyector de 1" y 1 1/4" operadas a una presión de 5 kg/cm². El nivel de succión de las bombas se colocará 2.0 metros abajo de la profundidad máxima de excavación.

El bombeo en cada una de las cajas se iniciará 4 días antes de comenzar la excavación, y se suspenderá una vez que se haya colado la losa de fondo. La ubicación de las bombas así como de los bancos de nivel superficiales, que permiten conocer los movimientos del terreno durante el proceso de excava-

CAJA DE CONEXION



PLANTA

FIGURA No IX - 3
ACOT. EN METROS
SIN ESCALA

SIMBOLOGIA

-  BANCO DE NIVEL
-  POZO DE BOMBEO

ción y construcción de las cajas, deberán colocarse como se --
indicó en la figura No. IX - 3, los bancos estarán constituf--
dos por una estaca con clavo o por un punto marcado en la su--
perficie del terreno, las cuales se nivelarán diariamente ---
hasta la terminación de la caja.

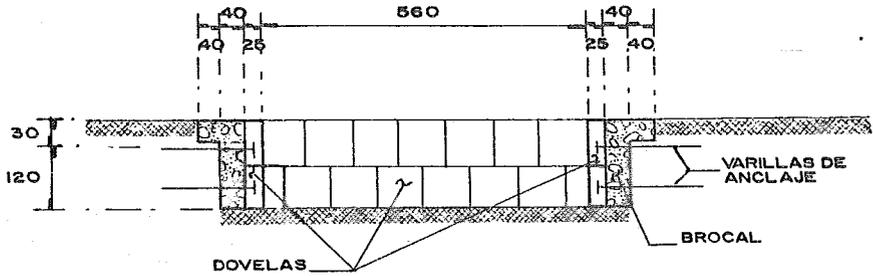
II.2 - CONSTRUCCION DEL BROCAL.

Una vez que sobre el terreno se ha definido el trazo de la --
caja por construir, se excavará a mano hasta una profundidad
de 1.50 metros, para proceder a colocar los dos primeros ani--
llos de dovelas que servirán de guía para el armado y colado
del brocal. Estos anillos se anclarán en el faldón del bro--
cal y en el terreno como se indica en la figura No. IX - 4, -
el anclaje estará constituido por una varilla del No. 8 (1")
y longitud de 1.50 metros por cada dovela.

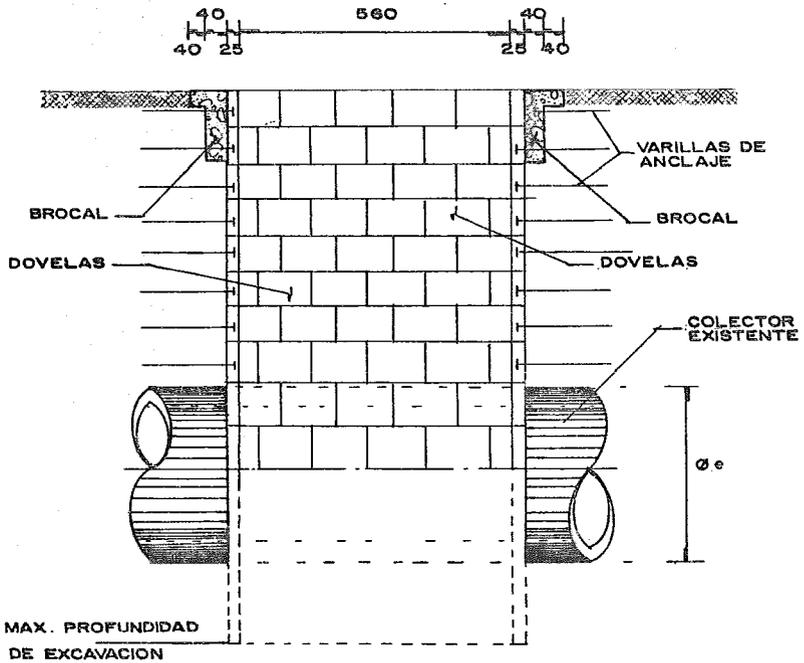
II.3 - EXCAVACION Y COLOCACION DE DOVELAS PARA CAJA DE CONEXION.

Generalmente se construyen sobre algun colector existente, --
por lo que el proceso de excavación se efectuará siguiendo lo
expuesto a continuación:

- a). A partir de la elevación inferior del brocal, se excava--
rá la profundidad necesaria para colocar una dovela, pro
siguiendo en la misma forma hasta completar el anillo --
que irá formando el ademe de la caja. No se deberá exca
var una profundidad mayor que la correspondiente a la --



CONSTRUCCION DE BROCAL



PROCESO DE EXCAVACION Y COLOCACION DE DOVELAS

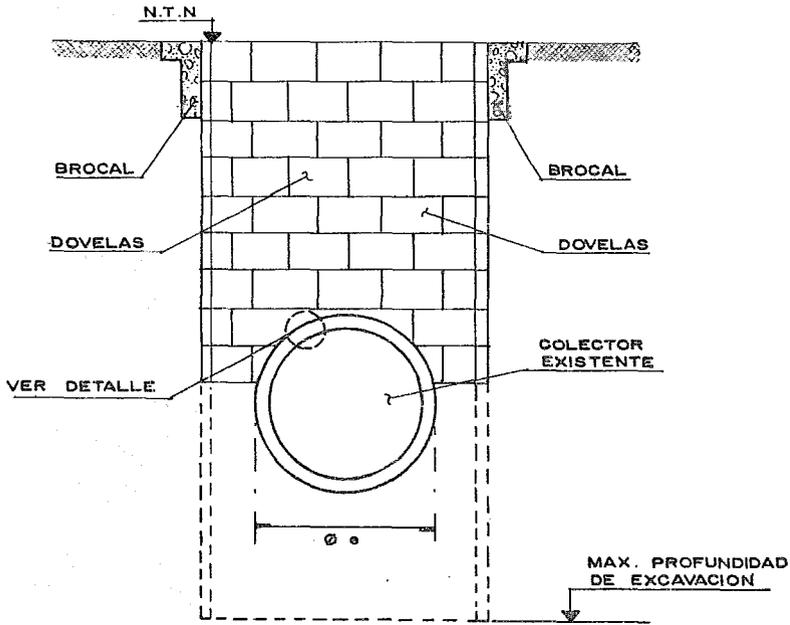
ACOTACION EN cm
 FIGURA No. IX - 4
 SIN ESCALA

altura de un anillo de dovelas si no se tiene colocado - el anillo anterior, debidamente anclado.

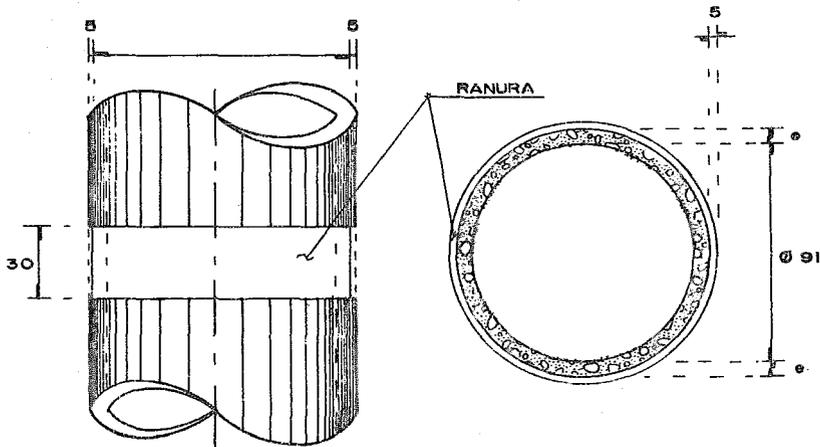
- b). Por cada dos anillos colocados, se suspenderá la excavación; se inyectará un tapón en la parte inferior de dicho anillo, para proceder a la inyección de la lechada, con el objeto de llenar de esta forma las cavidades existentes entre las dovelas y el terreno. La lechada podrá contener acelerantes de fraguado, dependiendo de la magnitud de las filtraciones. La presión de sello para la lechada de inyección variará de 1 a 5 kg/cm², sin excederse considerablemente de estos valores. Transcurrido - el tiempo mínimo de 2 a 3 horas después de la inyección de lechada, es posible continuar con el proceso de la -- excavación.

- c). El proceso antes descrito, se repetirá con el mismo criterio el número de veces necesarias hasta localizar el lomo del colector. A partir de esta profundidad las dovelas se tendrán que recortar lo suficiente para irse -- amoldando al colector en todo su perímetro; así mismo, - el tubo del colector deberá ranurarse, cuyas dimensiones de ranura serán de 30 cm de ancho y de 5 cm de profundidad sobre el tubo, tal y como se indica en la figura No. IX - 5, el hueco que se forma entre la unión del colector y dovelas, será relleno con lechada y un aditivo - estabilizador de volumen.

- d). A partir del lomo del colector se proseguirá con la excavación y colocación de dovelas, en la forma antes descrita, hasta abarcar tres cuartas partes del diámetro. - En este nivel se harán dos excavaciones en zanja transversales al eje del colector existente hasta 20 cm abajo de la máxima profundidad de excavación, y de 1.0 metro.



**UNION DE DOVELAS AL
COLECTOR**



DETALLE

RANURA EN EL COLECTOR EXISTENTE

ACOT. EN CENTIMETROS
FIGURA No IX-5
SIN ESCALA

de ancho y de una longitud igual a $\emptyset e + 1.0$ m, donde $\emptyset e$, es el diámetro exterior del colector. Una vez realizadas las zanjas, se colocará dentro de ellas un relleno de concreto simple con aditivo acelerante para fraguado, con el fin de formar silletas de 40 cm de ancho y una longitud igual a la de la zanja, para sostener al colector y poder continuar con la excavación. Las silletas se localizarán a cada tercio de la longitud descubierta del colector para el caso en que resulta ser colado en el sitio.

- f). Transcurridas 72 horas de coladas las silletas, se continuará la excavación y colocación de las dovelas en la forma descrita hasta alcanzar la máxima profundidad de excavación; enseguida, se procede a colar la plantilla de concreto simple con aditivo acelerante de fraguado y de 10 cm de espesor. Seis horas después de colada la plantilla se armará y colará la losa de piso. La unión de esta losa con las silletas deberá impermeabilizarse.
- g). Una vez transcurridas 24 horas de haber terminado el colado de la losa de piso, se procederá al armado y colado del recubrimiento definitivo.
- h). Se iniciará el armado y colado de la losa superior, esta losa se construirá después de que la demolición del colector en el interior de la caja se haya realizado. La demolición se efectuará una vez que la caja se encuentre comunicada con el colector de desvío correspondiente.
- i). Cuando el concreto de la losa superior haya alcanzado su resistencia especificada, se colocará sobre ella el material de relleno de acuerdo con las especificaciones --

correspondientes para calles de primera importancia. ---
Cuando el relleno alcance el nivel de sub-rasante, se --
iniciará la restitución del pavimento en las zonas donde
haya sido afectado.

III. EXCAVACION Y COLOCACION DE DOVELAS PARA UNA CAJA DE DEFLEXION.

Las cajas de deflexión se construyen en sitios en donde no existe nin-
gún colector en funcionamiento, por lo que la excavación se realizará de -
acuerdo con lo siguiente:

- a). Se deberán seguir los lineamientos especificados en el subtítulo II-3,
incisos a y b. Repitiendo el proceso de construcción bajo el mismo --
criterio, el número de veces necesarias hasta alcanzar la máxima pro--
fundidad de excavación. Enseguida se procederá a colar una plantilla
de concreto simple con aditivo acelerante de fraguado de 10 cm de es--
pesor. Seis horas despues de colada la plantilla se armará y colará -
la losa de piso.
- b). Se efectuará lo indicado en los incisos g, h e i, correspondientes al
subtítulo II - 3.

IV. MEZCLA DE INYECCION.

La mezcla a utilizar para obtener la lechada de inyección deberá va---
riar entre las siguientes porciones de materiales:

AGUA	LT.	290
BENTONITA	KG.	1% a 5%
CEMENTO	KG.	200
ARENA	KG.	100

Estas proporciones podrán variarse de acuerdo a las condiciones del -- terreno que se observen durante la excavación.

Los materiales que serán utilizados en la mezcla de inyección deberán --- cumplir con los siguientes requisitos.

1. El agua no deberá contener sedimentos o materia orgánica que pueda ser nociva o perjudicial a la mezcla.
2. La bentonita deberá prepararse con una relación de agua - bentonita -- que esta comprendida entre el 1% y 5% en peso, considerando la proporción entre el agua y el cemento, antes indicado, y con el tiempo mínimo de hidratación de 8 horas.
3. El cemento que se use podrá ser del tipo I, tipo III.
4. La arena que se utilice, de preferencia deberá estar constituida por - partículas redondeadas, bien graduada y libre de materia orgánica; su contenido de finos no plásticos sera del 15%.

De acuerdo con los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio efectuadas en la mezcla base antes mencionada, se podrá adicionar a la mezcla fluidizantes, estabilizadores de volumen, densificantes y obturadores en - la medida que se requieran.

ESPECIFICACIONES PARA EL HINCADO DE LA TUBERIA PERTENECIENTE AL DRENAJE PLUVIAL DE LOS TALLERES EL ROSARIO.

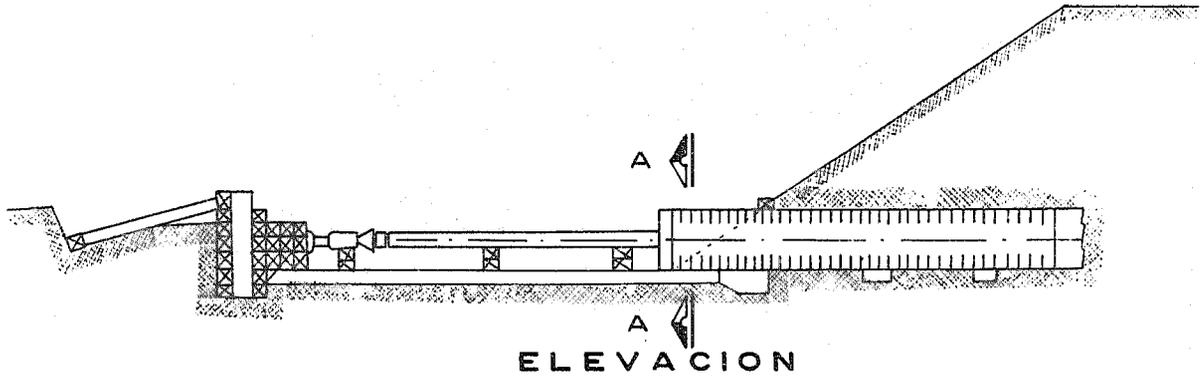
Con el objeto de no interferir con los ductos de Pemex, agua potable, -atarjeas, eléctricos, telefónicos y tráfico vehicular, como se presenta en el cruce del colector entre las calles de Mimosas y Av. 16 de Septiembre, - se ha considerado que el tramo de colector que se instalará en el cruce, - estará constituido por un tubo de acero, hincado horizontalmente en el terreno por medio de gatos hidráulicos.

La tubería de acero que se hincará en el terreno funcionará como ademe provisional; el revestimiento definitivo lo conformará una malla electro--soldada y una capa de concreto lanzado, colocados en toda la superficie -- interior de la tubería de acero.

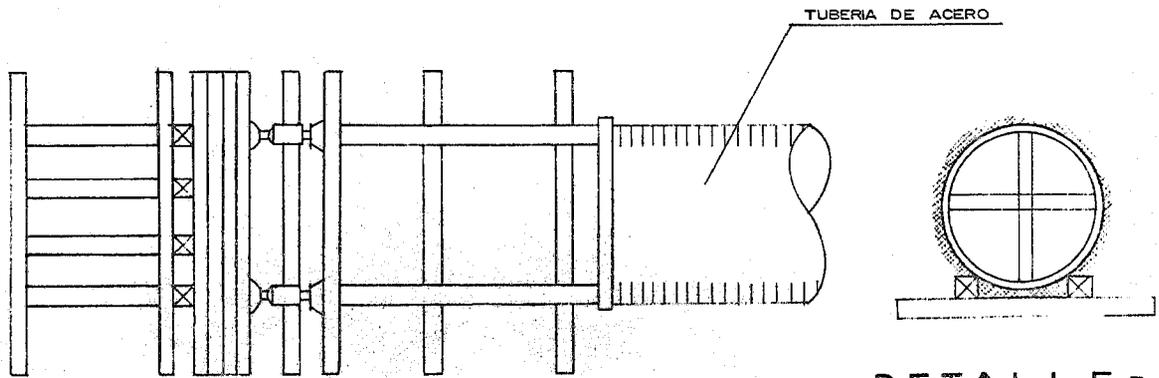
El hincado se efectuará desde un apoyo resistente en la parte poste---rior para soportar el empuje de los gatos, como se indica en la figura --- No. IX - 6, formado con viguetas de acero y madera de gran escuadría, que pueden aumentarse o disminuirse para poder realizar el proceso del hinca--do.

I. CARACTERISTICAS GENERALES DEL TUBO.

El tubo por hincar será de acero A - 36, con un diámetro interior de - 1.80 metros y un espesor de 15.875 mm (5/8"), en tramos de 2.20 metros de



ELEVACION



TUBERIA DE ACERO

DETALLE - A

P L A N T A

OPERACION TIPICA DE EMPUJE DE GATOS

FIGURA No IX - 6

longitud, que deberán tener en su interior atiesadores constituídos por -- una solera de acero de 3" x 1/2" y dos ángulos de 2" x 2" x 1/8" , cuya se paración y disposición se indican en la figura No.IX-7. Así mismo el pri mer tramo por hincar, deberá llevar en el frente en todo su perímetro ex-- terior, una placa de acero soldada de 25 cm de ancho y 25.4 mm (1") de es pesor.

Todos los tramos subsecuentes llevarán en el frente y en todo su perí metro interior, una placa de acero de 12.7 mm (1/2") de espesor, que servi rá de guía para que estos embonen sin holgura, en los tramos ya hincados, como se indica en el detalle "A" de la figura No. IX - 7 la unión defini-- tiva de los tramos se efectuará por medio de soldadura.

Se hincarán aproximadamente 6 tramos de tubería de 2.20 metros de --- longitud cada uno, de manera que se tenga un total de 13 metros de tubo -- hincado, que es la distancia por salvar. Con el fin de reducir la fric--- ción durante el hincado, se recomienda utilizar lodo bentonítico, que será inyectado por medio de una bomba. Este lodo se inyectará durante todo el tiempo que dure el hincado de cada tramo de tubo, aplicado únicamente en -- el tramo de tubo que constituye el frente de hincado y se hará llegar a la superficie perimetral exterior del tubo por medio de tres perforaciones, - distribuidas uniformemente. Otro aspecto importante que deberá vigilarse rigurosamente que tanto la dirección, como la pendiente de las tuberías -- instaladas, sean las indicadas por el proyecto hidráulico.

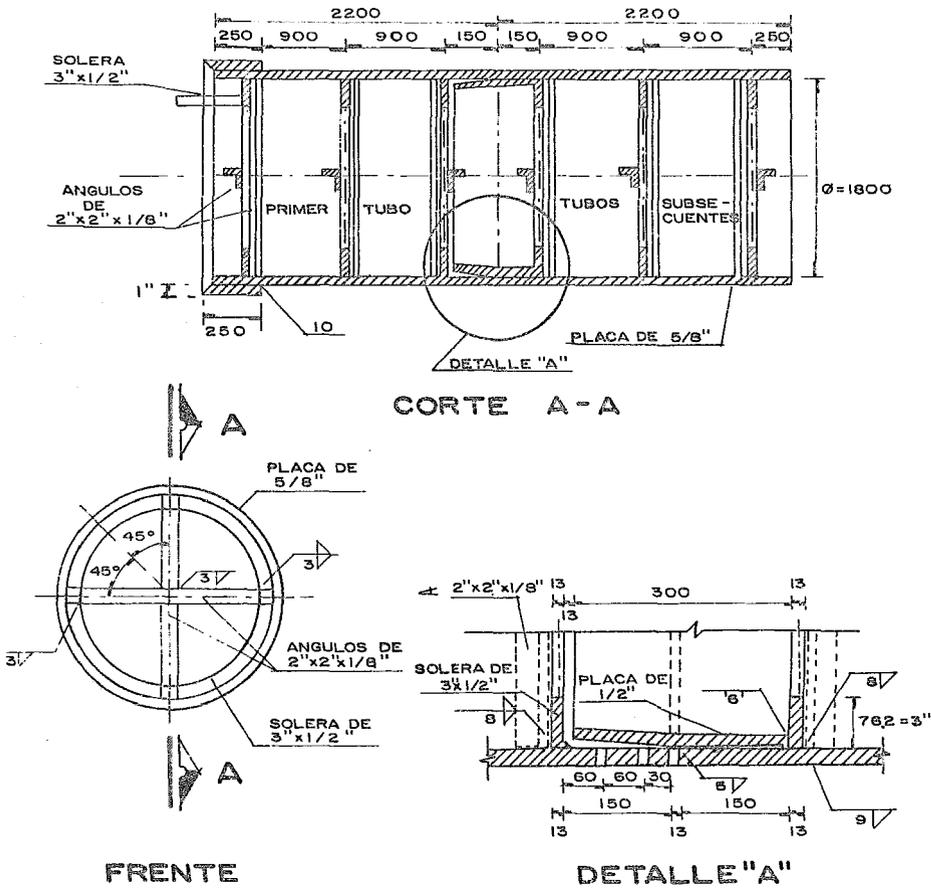


FIGURA No IX - 7
 ACOT. EN mm
 SIN ESCALA

II. PROCESO DE HINCADO PARA LA TUBERIA.

- a). Será condición necesaria para iniciar el hincado, que el apoyo de los gatos sea lo suficientemente resistente, ya que la introducción de un tubo a través de 20 a 25 metros en un suelo bueno, frecuentemente desarrolla resistencias de 150 a 300 toneladas.

El hincado se realizará por medio de cuatro gatos hidráulicos, -- con capacidad de 10 toneladas, y una carrera de 0.60 metros cada uno, que empujarán los tubos a través de una estructura metálica integrada por viguetas de acero I - 12 y polines de madera, como se indicó en la figura No. IX - 6, antes descrita.

- b). Se bajará y colocará en posición el primer tramo de tubo por hincar, apoyándolo sobre una estructura de madera capaz de mantenerlo en esa posición durante el proceso.
- c). Cuando el primer tramo de tubo se encuentra en contacto con el -- terreno y los gatos están en su posición definitiva, se iniciará el hincado en avances de 0.60 metros de longitud. Al concluir -- cada avance inmediatamente se procederá a retirar el material --- alojado en el interior del tubo. La excavación en el frente de - ataque se realizará con herramienta manual.
- d). Habiendo logrado un avance de 0.60 metros de longitud, se retraerán los gatos totalmente y se avanzará la estructura de ataque --

con el fin de que se puedan ejecutar nuevos avances, hasta lograr el hincado total del primer tramo. La estructura de ataque se -- apoyará sobre un tupido de viguetas de acero, las cuales se colo-- carán de tal manera que se pueda aumentar o disminuir su cantidad para que la estructura de ataque avance o retroceda, según el ca-- so. La carrera de los gatos deberá ser controlada con la finali-- dad de garantizar la correcta dirección de los tubos y la trans-- misión uniforme del empuje.

Terminado de hincar el primer tramo de tubo, se retraerán total-- mente los gatos y se procederá a la colocación del tramo siguien-- te, repitiendo para éste, el mismo proceso de hincado utilizado - para el primero, y para los tramos subsecuentes.

- e). Realizado el hincado de la totalidad de los tramos de la tubería, se procederá a retirar el material producto de la excavación del interior de ésta, se cortarán los ángulos de apoyo colocados en - interior de éstos, colocándo inmediatamente despues el revesti--- miento definitivo de concreto reforzado de 14 cm de espesor, que--- dando una sección libre de 1.52 metros de diámetro, como se indi-- ca en la figura No. IX -8

El revestimiento se colocará de la forma siguiente: se procederá inicialmente al colado de la cubeta del túnel utilizando una bom-- ba de concreto. Terminado de colar la cubeta, se continuará con el colado de las paredes del tunel mediante concreto lanzado, de-- biéndole dar un acabado similar al concreto colocado por la bomba.

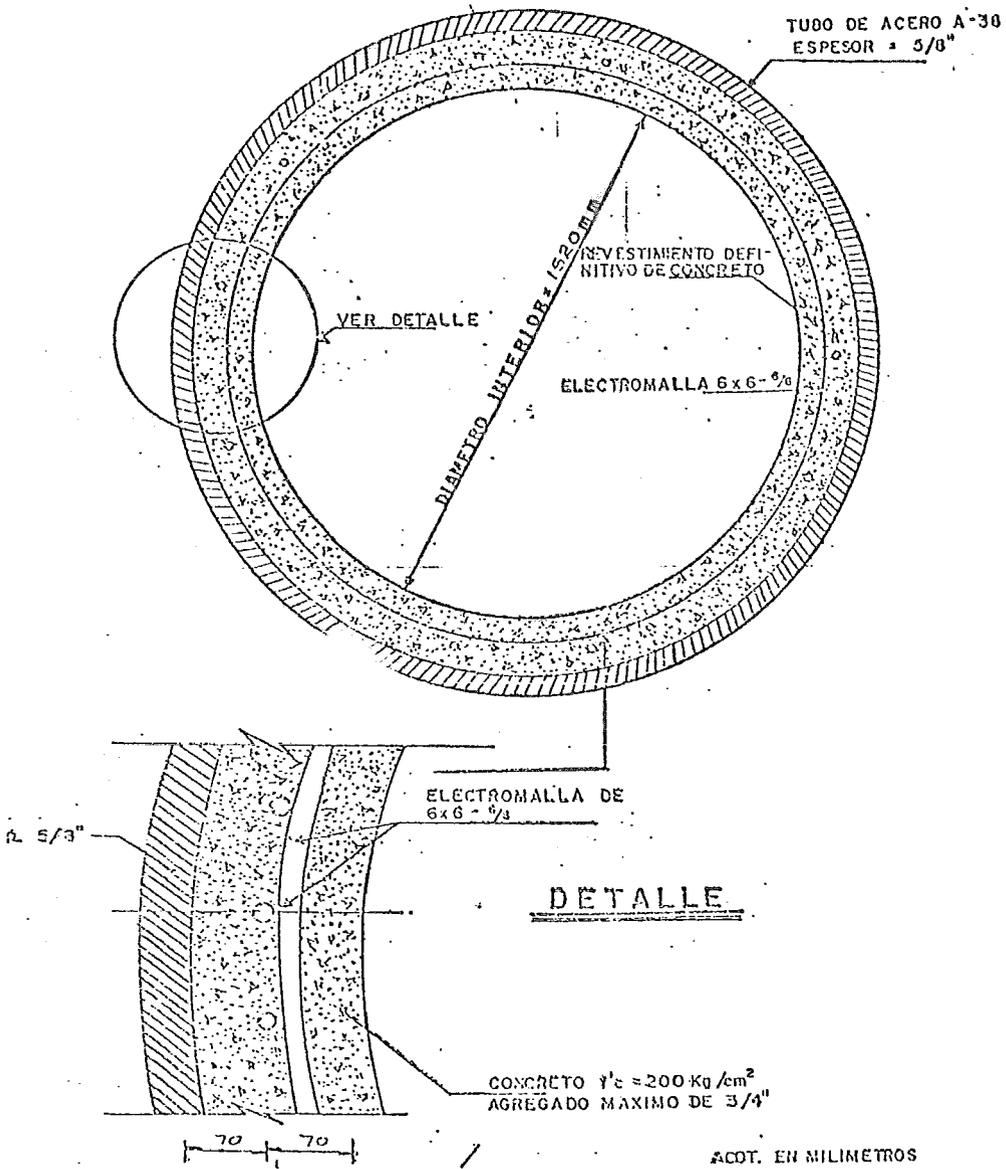


Fig. IX.8

CAPITULO X

COSTOS GENERALES

A partir de la década de los 70's y con un claro acento en los últimos años, -- los costos de los bienes materiales han tenido un proceso dinámico ascendente.

La industria de la construcción, como elemento del sistema económico del país, -- ha resentido este efecto, por tal motivo los presupuestos de las obras civiles se -- vuelven rápidamente inútiles. Esta situación ha obligado a los analistas de costos a ajustarse a este proceso cambiante, es decir, algunas empresas han iniciado la -- aplicación de ciertos mecanismos que permitan mantener mas tiempo vigentes estos -- presupuestos, más aún intentan convertirlos perenes.

En éste capítulo se presenta un mecanismo utilizado por la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas para los proyectos de alcantarillado.

El mecanismo, consiste en establecer un costo base o índice que tenga relación con los demás conceptos de la obra, de tal manera que puedan establecerse costos -- relativos entre cada uno de los conceptos, y el costo índice. De ésta manera la -- variación que sufra éste podrá transferirse a los otros costos. En seguida se des -- cribe la forma en que esto se ha conseguido, en los presupuestos para proyectos de drenaje.

El manejo de datos estadísticos en cuanto al costo de múltiples sistemas de alcantarillado, ha permitido a la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Pú--

blicas elaborar las gráficas de la fig. X - 1, en la cual se muestra el caso específico de los costos relativos, que por unidad de longitud de tubería guardan entre un diámetro de 20 cm a una profundidad de 1.0 m, con respecto a diámetros desde 25 cm hasta 152 cm para profundidades de 1.0 a 7.0 m.

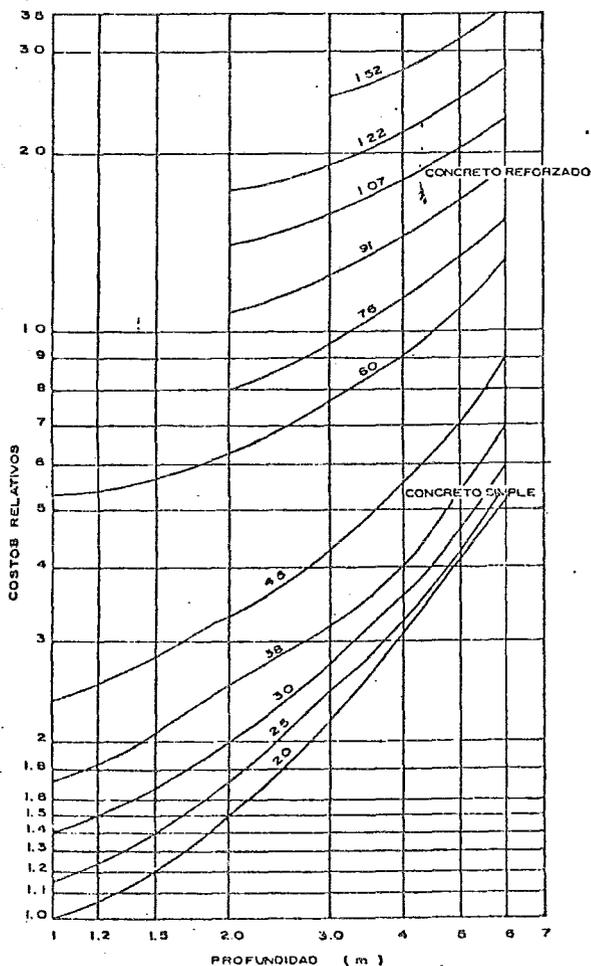


Fig. X - 1 - COSTOS RELATIVOS POR UNIDAD DE LONGITUD DE TUBERÍA (INCLUYE TUBERÍA, INSTALACION Y EXCAVACION).
Fuente. Dir. Genl. de Construcción de Sistemas de agua Potable y Alcantarillado

Fig. X.1

Como ejemplo se dirá que construir un metro de tubería de 38 cm de diámetro a una profundidad de 4,0 m, cuesta 4 veces lo que cuesta construir en esa medida una tubería de 20 cm a 1,0 m de profundidad.

Como se observa éstas gráficas permiten determinar el costo de cualquier tubería en los diámetros y profundidades indicadas.

Basta con decir que la bondad de estas gráficas estriba en que sólo es necesario conocer el precio de construcción del costo índice para poder determinar los demás, con sólo afectarlo por el costo relativo o factor de relación correspondiente.

A continuación se presenta el análisis del costo índice.

COSTO INDICE: TUBERIA Ø 20 cm A 1.0 m DE PROFUNDIDAD

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1. Tubo de 20 cm de concreto simple -- DYSA, 4% de desperdicio.	pza	1.04	\$ 314.50	\$ 327.08
2. Mortero de cemento - arena 1:3 30% de desperdicio	lt	2.50	15.20	38.00
3. Albañil y peón (instalación).	jor	0.04	132.78	5.31
4. Herramienta menor	%	3.00	3.98	11.94
5. Excavación de material II en zona B	m ³	0.84	485.45	407.78
6. Plantilla apisonada	m ³	0.075	583.04	43.73
7. Relleno compactado.	m ³	0.7198	392.03	282.18
8. Reposición de pavimento asfáltico	m ³	0.075	1137.38	85.30
				\$1201.32/m

TABLA DE COSTO INDICE

El costo anterior permitirá a partir de la fig. X - 1, establecer el costo de cada una de las tuberías que se instalarán en el sistema de drenaje en el conjunto el Rosario.

La tabla X - 1, muestra las longitudes de tubería que para cada diámetro y -- profundidad se instalarán en el drenaje.

TABLA X - I

LONGITUDES DE TUBERIA INSTALADA (m)									
PROFUNDIDAD	DIAMETROS (cm)								
	30	38	45	60	76	91	107	122	152
1.00 - 1.20	77								
1.21 - 1.40	709								
1.41 - 1.60	600	110	120	15					
1.61 - 1.80	271	368							
1.81 - 2.00	369	260	60						
2.01 - 2.20	237	254		16				147.98	
2.21 - 2.40	274	248	85					65.90	
2.41 - 2.60	140	205	375	180					
2.61 - 2.80		297	161	127					
2.81 - 3.00		45	120	112	56				
3.01 - 3.20		118	70	97	104			61.70	
3.21 - 3.40				53					
3.41 - 3.60			52		53				
3.61 - 3.80		14			106	36		156.56	
3.81 - 4.00			44				68	95.05	
4.01 - 4.20						12		68	
4.21 - 4.40									
4.41 - 4.60								68	
4.61 - 4.80									
4.81 - 5.00								80	101.11
5.01 - 5.20								64.6	152.84
5.21 - 5.40								128	164.58
5.41 - 5.60								195.36	55.95
5.61 - 5.80								120.43	7.40
5.81 - 6.00								65.30	61.10
6.01 - 6.20								137.80	132.36
6.21 - 6.40									13.00
6.41 - 6.60									

De acuerdo con la figura y tabla X - 1, es posible determinar una longitud -- total relativa para una tuberfa de 20 cm de diámetro a una profundidad de 1.0.m -- aplicando la siguiente expresión,

$$Ltr = Fri \times Li$$

Donde:

- Ltr = longitud total relativa.
- Fri = factor de relación para Li.
- Li = longitud total de tuberfa de -- diámetro y profundidad i.

Con la longitud total relativa afectada por el costo índice se puede determinar a costo de cualquier sistema de drenaje, sin considerar obras auxiliares como pozos de visita u otras estructuras.

TOTAL LONGITUDES RELATIVAS

DIAMETRO (cm)	LONGITUDES (m)
30	4,972.31
38	5,237.31
45	4,249.24
60	4,435.63
76	3,347.92
91	732.00
107	1,262.76
122	32,347.65
152	23,380.58
T O T A L	79,965.40

COSTO TOTAL

$$C_{tt} = \text{Ltr} \times C I$$

$$C_{tt} = 79,965.40 \times 1,201.32$$

$$C_{tt} = \$ 96'064,034.33$$

Como se refirió anteriormente, se ha determinado el costo por concepto de tubería exclusivamente, en lo que sigue se presentan dos resúmenes del número y costo de los pozos comunes y especiales que para cada diámetro y profundidad fueron utilizados, así como el importe total de los mismos. Posteriormente, en la tabla X - 2, se mostrará el análisis de costo, por volumen de obra, para los pozos caja especiales en diámetros de 122 y 152 cm.

RESUMEN 1

CONCEPTO	U	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE	
A: Pozo de visita tipo común: Construcción, suministro y elementos complementarios, hasta 0.60 m de diámetro de la tubería de las siguientes profundidades:					
a:	1.13 m	pozo	18	44 180.23	795 244.14
b:	1.39 m	pozo	37	44 180.23	1 634 668.51
c:	1.64 m	pozo	34	46 692.48	1 587 544.30
d:	1.89 m	pozo	32	49 204.71	1 574 550.70
e:	2.14 m	pozo	23	51 716.95	1 189 409.90
f:	2.39 m	pozo	25	54 229.20	1 355 730.00
g:	2.64 m	pozo	26	56 741.44	1 475 277.40
h:	2.89 m	pozo	15	59 253.67	888 805.05
i:	3.14 m	pozo	5	61 765.94	308 829.70
j:	3.39 m	pozo	4	64 278.17	257 112.68
k:	3.89 m	pozo	6	69 302.66	415 815.96
l:	4.14 m	pozo	1	73 756.56	73 756.56
TOTAL					11 556 824.90

RESUMEN 2

CONCEPTO	U	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE	
B: Pozo de visita tipo especial: Construcción, suministro y elementos complementarios para tuberías de 0.76, 0.91 y 1.07 m de diámetro, para las siguientes profundidades:					
a:	1.89	pozo	2	44 899.52	89 799.04
b:	2.14	pozo	4	47 724.40	190 897.60
c:	2.39	pozo	5	50 549.28	252 746.40
d:	2.64	pozo	3	53 374.15	160 122.45
e:	2.89	pozo	1	59 199.03	56 199.03
f:	3.14	pozo	6	59 023.90	354 143.40
g:	3.64	pozo	4	64 673.66	258 694.64
h:	4.14	pozo	1	70 323.43	70 323.43
i:	4.64	pozo	1	77 212.10	77 212.10
TOTAL				1'510 138.09	

ANALISIS DE COSTOS POZOS CAJA

TABLA X - 2

CONCEPTO	UNIDAD	P. U.	CANTIDAD		IMPORTE	
			Ø 122	Ø 152	Ø 122	Ø 152
Limpieza y trazo	m ²	35.31	933.90	595.35	32 976.01	21 021.81
Ruptura de pavimento asfáltico	m ²	1 137.38	933.90	595.35	1'062 199.18	677 139.18
Excavación de material II en zona B	m ³	667.77	2 855.82	1 521.60	1'907 030.92	1'016 078.83
Plantilla de concreto simple f'c=100 kg/cm ² .	m ²	424.06	190.08	93.75	80 605.32	39 755.63
Suministro y colocación de acero de refuerzo Ø 4 y Ø 6.	ton	75 014.60	22.77	11.70	1'708 082.44	877 670.82
Cimbra común.	m ²	1 820.00	1 359.60	675.90	2'474 472.00	1'230 138.00
Suministro y colocación concreto -- f'c = 200 kg/cm ² .	m ³	11 700.00	141.57	89.65	1'656 369.00	1'047 735.00
Registros de tabique rojo 26 cm.	m ²	2 288.00	321.75	215.70	736 164.00	493 521.60
Aplanado fino en registros.	m ²	390.00	279.84	187.50	109 137.60	73 125.00
Relleno compactado.	m ³	392.00	2 339.70	1 208.70	917 162.40	473 810.40
Suministro y colocación de brocal de fo. fo.	pza	17 243.92	33.00	15.00	569 049.36	258 658.80
Suministro y colocación de escalones de fo. fo.	pza	650.00	231.00	150.00	150 150.00	97 500.00
Reposición de pavimento asfáltico.	m ²	596.88	933.90	595.35	557 426.23	355 352.52
					11'960 824.46	6'661 507.58

ANALISIS CAJA DE CONEXION 3 (C.C.3)

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
Limpieza y trazo	m ²	60.00	35.31	2 118.60
Ruptura de pavimento	m ²	60.00	1 137.38	68 242.90
Excavación de material tipo II, en zona B.	m ³	143.00	667.77	95 491.11
Plantilla de concreto simple f'c = 100 kg/cm ² con 10 cm.	m ²	13.60	424.06	5 767.22
Muro de tabique rojo. (cimbra muerta)	m ²	48.89	1 144.02	57 075.16
Acero de refuerzo y suministra.	ton	1.12	75 014.60	84 316.41
Cimbra común	m ²	36.99	1 820.00	67 321.80
Concreto f'c = 200 kg/cm ²	m ³	13.00	11 700.00	152 100.00
Registro de tabique	m ²	5.27	2 288.05	12 058.01
Relleno compactado	m ³	101.00	392.03	39 595.03
Suministro y colocación de brocal.	pza	3	17 243.92	51 731.75
Reposición de pavimento	m ²	60.00	596.88	35 812.80
Aplanado fino en registros	m ²	5.60	390.00	2 184.00
Suministro y colocación de escalones de fo. go.	pza	7	650.00	4 550.00
				t = 678 364.70

COSTOS DE ESTRUCTURAS ESPECIALES

C. C. 1	(CIRCULAR)	2'035 094.10
C. C. 2		1'003 979.76
C. C. 3		678 364.70
C. C. 4		746 201.17
C. C. 5		664 797.41
C. C. 2	(CIRCULAR)	1'928 169.60
C. D. 1		1'261 758.34
C. D. 2		1'214 272.81
C. D. 3		956 494.23
C. D. 4		1'217 148.64
C. D. 5		1'008 644.37
C. D. 6		881 874.11
C. D. 7		1'241 407.40
C. H.		2'320 007.27

TOTAL 17'158 213.91

RESUMEN DE COSTOS

a).	TUBERIAS	\$ 96'064 034.33
b).	POZOS COMUNES	11'556 824.90
c).	POZOS ESPECIALES	1'510 138.09
d).	POZOS CAJA	18'622 332.04
e).	ESTRUCTURAS ESPECIALES	17'158 213.92
		<hr/>
	GRAN TOTAL	\$ 114'611 543.30

Se pudo comprobar lo sencillo que resulta utilizar la gráfica X - 1, pues permite obtener con bastante rapidez costos de construcción de líneas de drenaje, --- también resulta evidente que un proyecto como el que aquí se trata, presenta gran variedad de estructuras y debido a que no se cuenta con la suficiente información, no fué posible establecer relación con el costo índice.

Lo anterior obviamente impide tener un parámetro base para la estimación del costo total del proyecto. No obstante, la posibilidad de establecer ese parámetro en otros sistemas en los que no se involucren estructuras tan especiales como las cajas de unión y deflexión aquí descritas, es mas factible. Es decir, para los -- casos en que la utilización de pozos comunes sea generalizada.

De acuerdo con lo descrito anteriormente deberá continuarse con el acopio de información y la investigación a fin de que las gráficas referidas permitan obtener costos generales en tiempos mas cortos, que los ahora empleados, para actuali zar los presupuestos de drenaje.

Podría pensarse en la posibilidad de establecer un costo de la construcción - para un pozo de visita común a una profundidad "h", misma que servirá como costo - base y a partir del cual tendrían que obtenerse costos relativos para pozos comu-- nes a diferentes profundidades de manera similar a la gráfica X - 1. Seguramente de conseguirse esto la valuación de un presupuesto podría efectuarse en sólo unas horas, lo que finalmente redundaría en beneficios para las empresas, al tenerse - un considerable ahorro de horas hombre.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Al abordar este trabajo se fijó como meta principal el dar un panorama general del proyecto de drenaje pluvial en los talleres y conjunto el Rosario, para lo cuál fué necesaria la intervención de algunas ramas de la Ingeniería Civil como: Sanitaria, Hidráulica, Estructural, Geotecnia y de Costos, dada su relación tanto en el diseño como en la construcción de una red de drenaje tan completa como la aquí tratada.

Lo anterior determina la importancia de que el Ingeniero Civil desarrolle una aptitud politécnica de su profesión que le permita resolver los problemas que se le presenten en la ejecución de una obra determinada, es decir, consideramos que los conocimientos adquiridos en la formación profesional deben ser ampliados de manera equilibrada permitiéndole ubicarse como una persona que ofrezca una mejor preparación en sus aptitudes de trabajo y por lo tanto mas competencia para las oportunidades de empleo.

También se expusieron algunos criterios para el diseño de estructuras especiales de drenaje con objeto de complementar los conceptos tradicionales en el diseño del alcantarillado urbano. Es natural que debido al crecimiento de las ciudades se tengan que construir sistemas mas grandes y complejos de magnitudes impresionantes como el drenaje profundo de nuestra ciudad en el que las obras de captación, conexión y descarga requieren diseños especiales, apoyados generalmente en modelos físicos y matemáticos, para su adecuado funcionamiento hidráulico.

Por otra parte, en algunos capítulos se pudo comprobar la importancia que reviste contar con información fidedigna de la infraestructura hidráulica de la ciudad. Por tal motivo consideramos que al participar en tareas para el recono-

cimiento de los recursos del país, deban tomarse con total responsabilidad pues -
constituyen bases en las que se sustentan múltiples proyectos de diversa índole -
para los cuales en éxito o fracaso podría depender de la veracidad de esa informa-
ción.

En fin los párrafos anteriores solo redundan en la necesidad de que el Inge-
niero brinde mayor preparación y responsabilidad en cada caso que su trabajo lo -
requiera ya que de esta manera podrá sentirse satisfecho de construir un ambiente
digno donde habitar.

BIBLIOGRAFIA

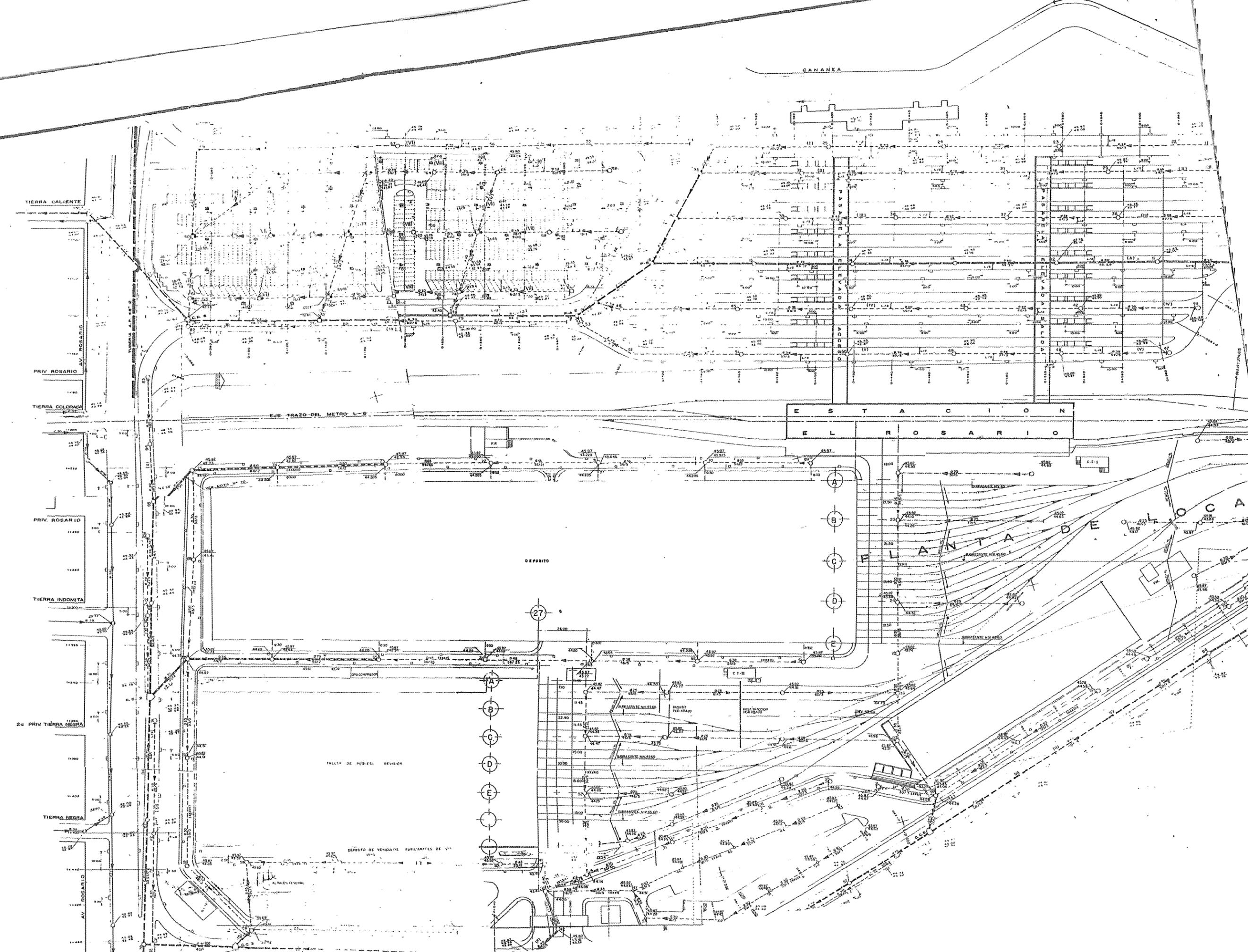
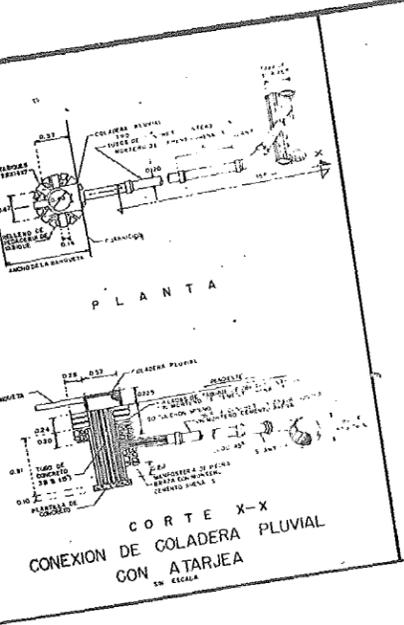
- 1 - Abastecimiento de Agua Potable y Remoción de Aguas Residuales.
Fair - Geyer y Okun
Editorial Limusa México 1976.
- 2 - Ingeniería Sanitaria
Hardenberg y Rodie
Editorial C.E.C.S.A. 1a. Edición
- 3 - Hidrología Para Ingenieros
Linsley - Kholer - Paulus
Editorial Mc. Graw Hill 2a. Edición 1980.
- 4 - Manual de Hidráulica
Azevedo - Alvarez
Editorial Harla 6a. Edición. 1975.
- 5 - Mecánica de Suelos (Tomo I)
Juárez Badillo - Rico Rodríguez
Editorial Limusa 1a. Edición.
- 6 - Mecánica de Suelos (Tomo II)
Juárez Badillo - Rico Rodríguez
Editorial Limusa 1a. Edición.
- 7 - Mecánica de Suelos (Tomo III)
Juárez Badillo - Rico Rodríguez
Editorial Limusa 1a. Edición.
- 8 - Elementos de Concreto Reforzado
González - Cuevas
Editorial Limusa 2a. Edición.
- 9 - Apuntes de Alcantarillado Urbano
Centro de Educación Continua
U.N.A.M. México 1981.

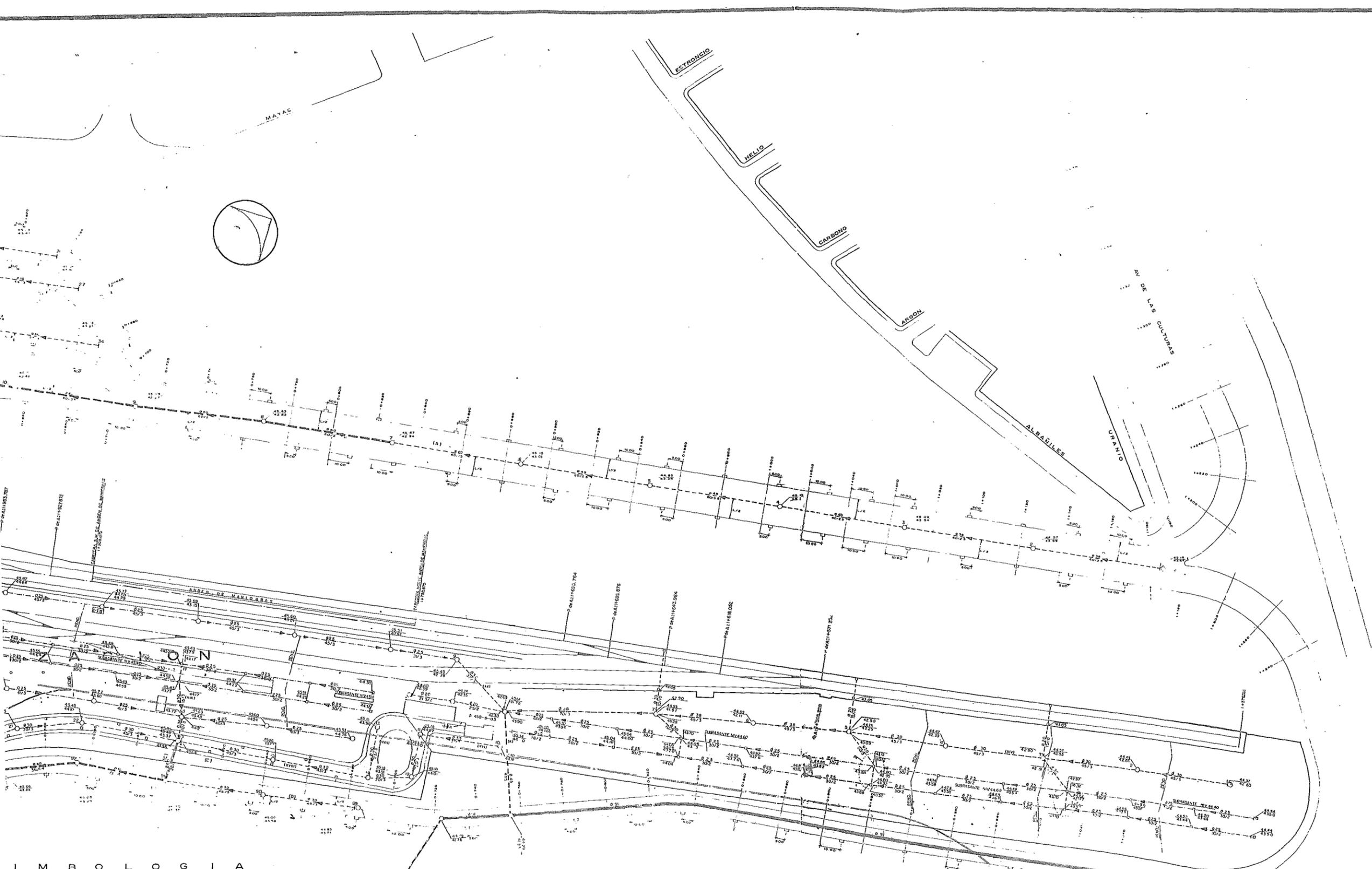
10 - Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras

Harold E. Babbitt - E. Robert Baumann
Editorial C.E.C.S.A. 1a. Edición.

11 - Costo y Tiempo en Edificación

Suárez Salazar
Editorial Limusa 1a. Edición.





IMBOLOGIA

ION	POR EXTRAER	EXISTENTE	PROYECTO
SAIDA	→	→	→
ENTRADA	←	←	←
1:1 CENTIMETROS	→	→	→
1:1	→	→	→
LA ENTRADA	→	→	→
LA SALIDA	←	←	←

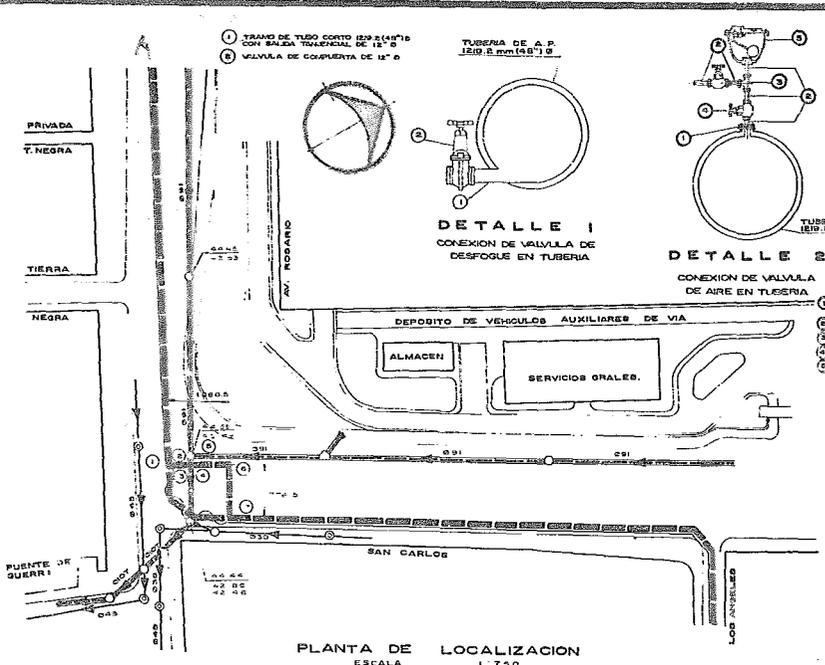
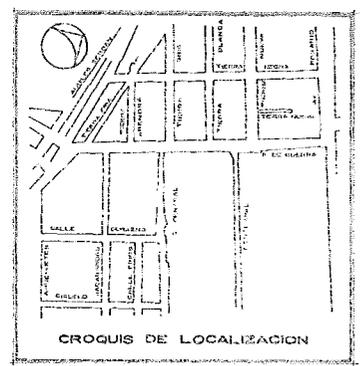
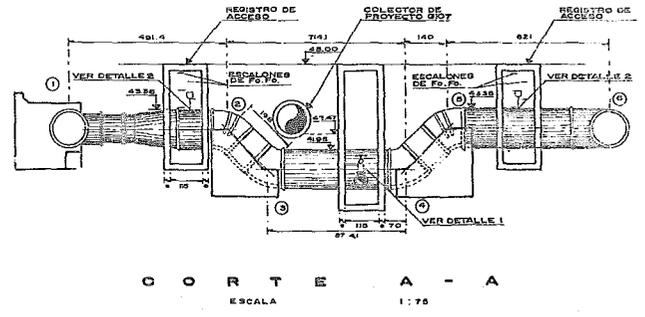
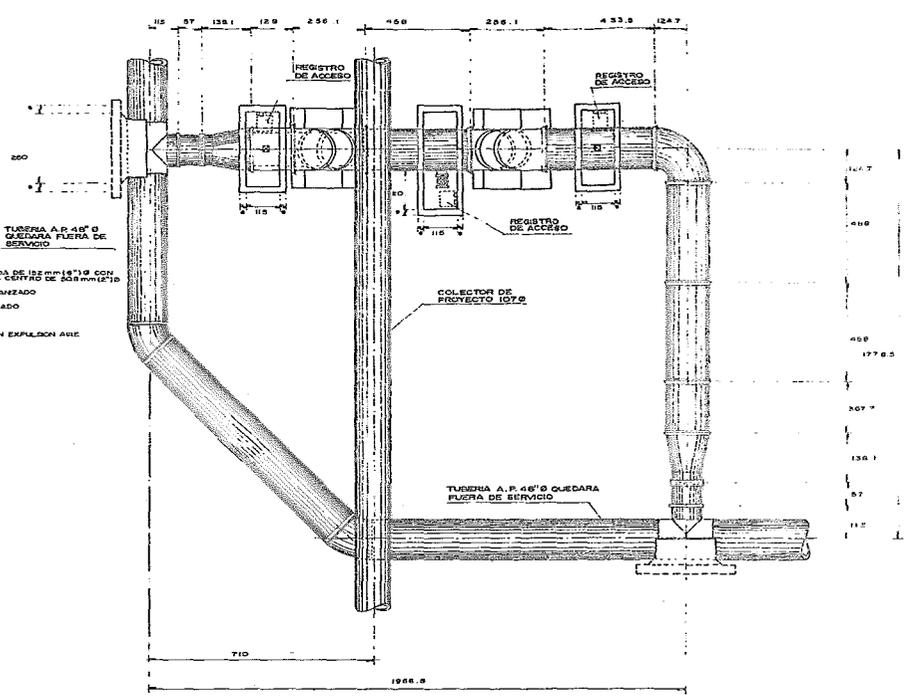
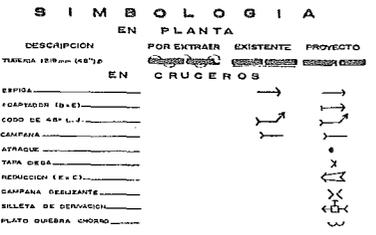
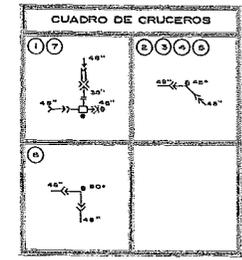


TABLA DE PIEZAS ESPECIALES (LAY OUT)

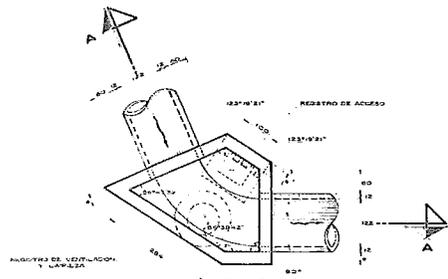
CANT.	CANT.	DESCRIPCION	LONGITUD	CADENAMIENTO
EXISTENTE	PROYECTO			
1	1	SIQUETA DE DERIVACION BRIDADA LONG. JOINT DE 1819.2 mm (48")	1.150	0+001.150
1	1	ADAPTADOR RECTO (R) DE 815.4 mm (36") CON CAMPAÑA DE 1219.2 mm (48")	0.580	0+001.730
1	1	REDUCCION CAMPAÑA DE 815.4 mm (36") CON CAMPAÑA DE 1219.2 mm (48")	1.391	0+003.121
1	1	TUBO CORTO DE 1219.2 mm (48") (E+C) CON SALIDA RADIAL DE 1219.2 mm (48") AL CENTRO DEL TUBO	1.280	0+004.381
1	1	CODO DE 45° (E+C) DE 1219.2 mm (48")	1.101	0+005.582
1	1	TUBO CORTO DE 1219.2 mm (48") (E+C)	0.819	0+006.381
1	1	CODO DE 45° (E+C) DE 1219.2 mm (48")	1.101	0+007.482
1	1	TUBO CORTO DE 1219.2 mm (48") (E+C)	4.380	0+011.862
1	1	CODO DE 45° (E+C) DE 1219.2 mm (48")	1.101	0+013.263
1	1	TUBO CORTO DE 1219.2 mm (48") (E+C)	0.819	0+014.082
1	1	CODO DE 45° (E+C) DE 1219.2 mm (48")	1.101	0+015.283
1	1	TUBO CORTO DE 1219.2 mm (48") (E+C) CON SALIDA RADIAL DE 1219.2 mm (48") AL CENTRO DEL TUBO	4.380	0+019.663
1	1	CODO DE 90° (E+C) DE 1219.2 mm (48")	1.494	0+021.157
1	1	TUBO RECTO (E+C) DE 1219.2 mm (48")	4.000	0+025.157
1	1	TUBO CORTO DE 1219.2 mm (48") (E+C)	3.677	0+032.834
1	1	REDUCCION CAMPAÑA DE 1219.2 mm (48") CON CAMPAÑA DE 815.4 mm (36")	1.391	0+034.225
1	1	ADAPTADOR RECTO (R) DE 815.4 mm (36") CON CAMPAÑA DE 1219.2 mm (48")	0.580	0+034.805
1	1	SIQUETA DE DERIVACION BRIDADA LONG. JOINT DE 815.4 mm (36") INSTALADA EN TUBO DE 1219.2 mm (48")	1.150	0+035.955



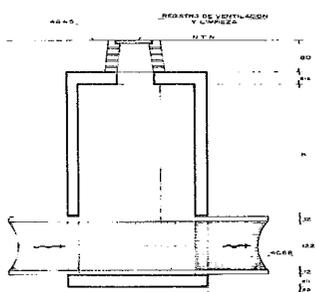
NOTAS:

- 1- DISTANCIAS Y ANGILOS MEDIDAS A INTERSECCION DE LINEAS.
- 2- LA TUBERIA LOCK-JOINT DEBERA ESPECIFICARSE 3000 PARA UNA CARGA DE TRABAJO DE 800 Y LAS PIEZAS ESPECIALES PARA UNA CARGA DE TRABAJO DE 700.
- 3- EL RELLENO DE LAS CAVIDADES DEBERA HACERSE EN CAPAS DE 50cm CON MATERIAL DE BANC (YEPETAS) COMPACTADO EN EL 90 Y 95% TECNICA PRODUCTOR ESTANDAR, HASTA EL NIVEL DE LA CAJA DE TENDALERIA.
- 4- EN TODAS LAS PIEZAS ESPECIALES CON CAMBIO DE DIRECCION O TERMINAL DE TUBERIA DEBERA CONSTRUIRSE UN ANILLO.
- 5- LAS JUNTAS DE APLICACION EN CUBIERTAS ESPECIALES CON CAMBIO DE DIRECCION, DEBERAN QUEDAR A UNOS VUEL DEL PUENTE DEL VITRAGUE PARA POSIBILITAR MOVIMIENTOS DIFERENCIALES.
- 6- EN LOS CRUCEROS CON CAMBIO DE DIRECCION DE LINEA CONSTRUIR UNA CAJA REGISTRO DE 100x100cm.

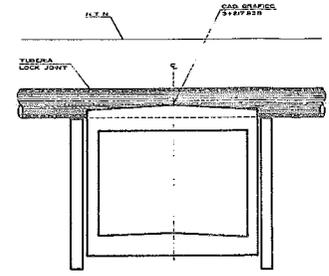
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
 TESIS PROFESIONAL
 DESVIO AP. 48" EN AV. ROSARIO Y SAN CARLOS METRO L-G
 VICTOR MARQUEZ RODRIGUEZ SUAREZ
 MEXICO ANUAL, FERIA PISA
 1954



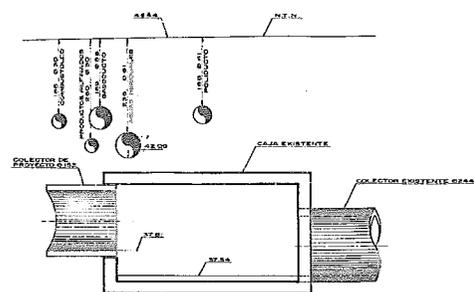
PLANTA
CAJA DE DEFLEXION 3
ESCALA 1:50



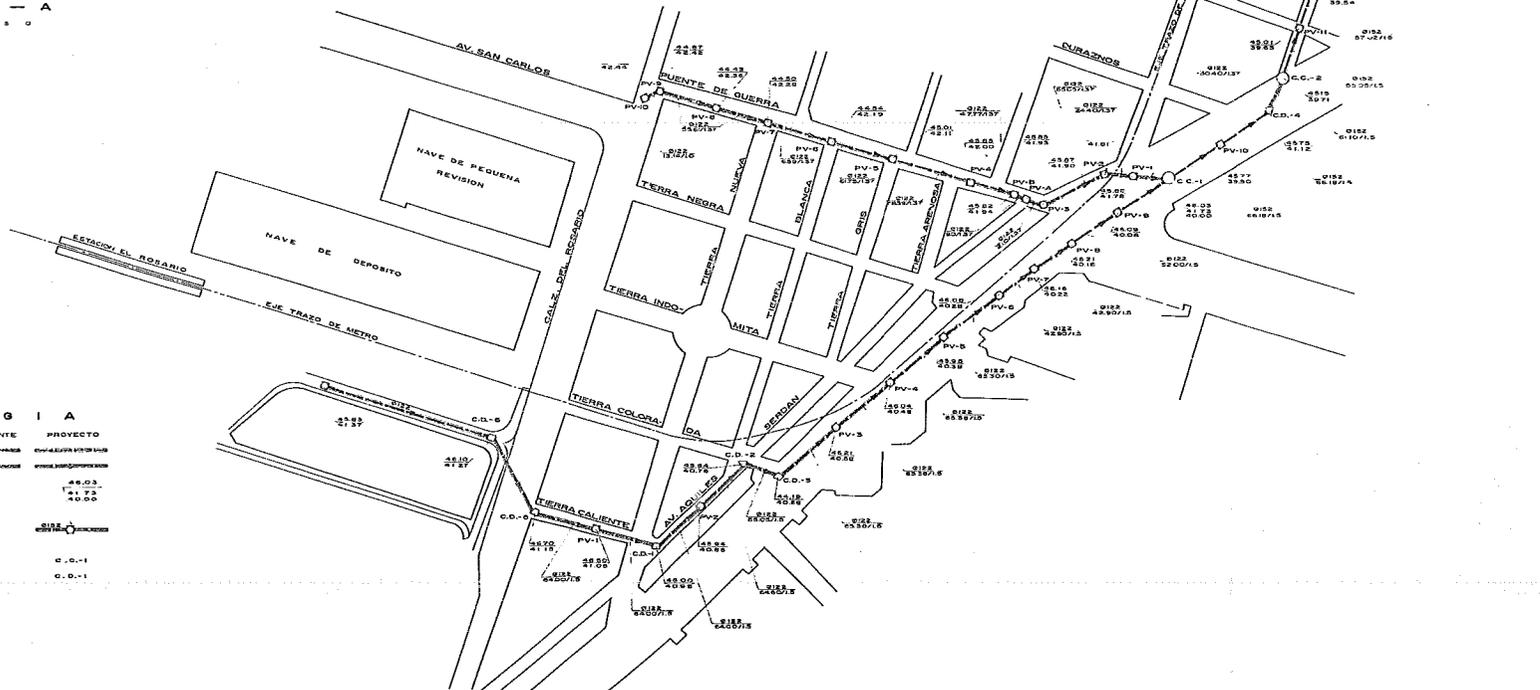
CORTE A-A
ESCALA 1:50



CRUCE DE TUBERIA L.J.
CON CAJON DE METRO
DETALLE ①
EN ESCALA

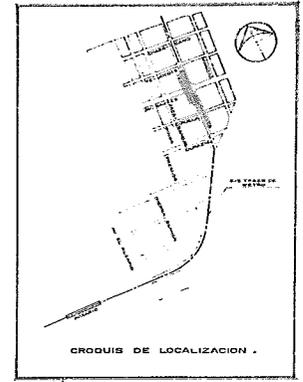


DETALLE DE CRUCE CON
LOS DUCTOS DE PEMEX
EN ESCALA



SIMBOLOGIA

DESCRIPCION	EXISTENTE	PROYECTO
COLECTOR	---	---
CONTO DE ENTUBAMIENTO	---	---
COTA DE TERRENO A LA ENTRADA	---	44.03
COTA DE PLANTILLA A LA SALIDA	---	44.72
DIAMETRO DEL TUBO	---	40.00
POZO DE VISTA COMUN.	---	---
MONITOREO PENDIENTE ELEVACION	---	---
CAJA DE CONEXION	---	C.D.-1
CAJA DE DEFLEXION	---	C.D.-1



NOTAS:

- 1- LAS DISTANCIAS INDICADAS ENTRE POZOS CORRESPONDEN AL TIEMPO DEFINITIVO.
- 2- ELEVACIONES EN METROS, TOMADAS A PARTIR DE LA COTA 2000.00 REFERIDAS AL BANCO DE NIVEL ATACALCO CON ELEVACION SERVIDA EN 1910.
- 3- LAS TUBERIAS HASTA 80 CM SERAN DE CONCRETO EMPLEADAS DE DIAMETRO MAYOR SERAN DE CONCRETO REPERAZO.
- 4- LOS BRIDALES Y TAPAS DE POZOS DE VISTA SERAN DE P.C. DE PESO INTERMEDIO.
- 5- LOS ESCALONES PARA POZOS DE VISTA SERAN P.C.F.
- 6- PARA LA CONEXION DE LA TUBERIA DISE A LA CAJA EXISTENTE CONSULTAR PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO CORRESPONDIENTE.
- 7- LAS ADICIONES SEÑALADAS CON LITERALES SE DEFINIRAN EN EL RESULTADO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.
- 8- EL RELLENO DE CONCRETO INDICADO EN LAS CAJAS SERA DE 15 X 150 Kg/m³.
- 9- PARA PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS CAJAS DE CONEXION VER CAPITULO III.
- 10- LOS DETALLES DEL DISEÑO DE LAS CAJAS SE MUESTRAN EN EL CAPITULO XI.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
 TESIS PROFESIONAL
 RIED INTEGRAL DE DISEÑO DE TALLERES Y ESTACION EL ROSARIO
 METRO L-0 PLANO 8

PROYECTANTE: VICTOR MARCEL ROSPOQUE SANTANA	FECHA: NOVIEMBRE 1988
REVISOR: MARCO ANTONIO HERRERA	
ESCALA: 1:2000	