

52
20j



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

PROYECTO DEL DRENAJE DE LA 3a.
SECCION DE LA UNIDAD MORELOS

T E S I S

Que para obtener el título de :

Ingeniero Civil

P r e s e n t a :

LETICIA GALVAN PILOTZI

Ciudad Universitaria

Febrero de 1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

CAPITULO	Pág.	
I.	INTRODUCCION	1
I.1	<u>Antecedentes</u>	1
I.2	<u>Motivo de la tesis</u>	6
I.2	<u>Objetivo de la tesis</u>	6
I.4	<u>Desarrollo de la tesis</u>	6
II.	ESTUDIOS PREVIOS	9
II.1	<u>Visita al sitio y recopilación de información</u>	9
II.2	<u>Estudio hidrológico</u>	12
II.2.1	Cálculo de la curva intensidad-duración-período de retorno en el pluviógrafo	12
II.2.2	Cálculo de la curva intensidad-duración-período de retorno en la Unidad Morelos	18
II.3	<u>Determinación de datos de proyecto</u>	24
III.	DISEÑO DEL EMISOR	36
III.1	<u>Estudio de alternativas</u>	36
III.1.1	Proposición	36
III.1.2	Análisis	41
III.1.3	Selección	45
III.2	<u>Trabajos topográficos</u>	45
III.2.1	Poligonal de apoyo	46
III.2.2	Nivelación	46

Continúa Índice General

III.2.3	Secciones	47
III.2.4	Levantamiento de pozos de visita e instalaciones existentes	47
III.2.5	Orientación astronómica	47
III.3	<u>Revisión de los colectores</u>	48
III.4	<u>Proyecto del emisor</u>	51
IV.	DISEÑO DE LA PLANTA DE BOMBEO	61
IV.1	Proyecto mecánico	62
IV.1.1	Datos de proyecto	62
IV.1.2	Dimensionamiento del cárcamo de bombeo	66
IV.1.3	Carga dinámica total	68
IV.2	<u>Proyecto eléctrico</u>	75
IV.2.1	Interruptor principal (de navajas con fusible)	75
IV.2.2	Combinación de interruptor termomagné tico y arrancador magnético	76
IV.2.3	Conductor del interruptor principal a los interruptores derivados	77
IV.2.4	Sistema de tierras	78
IV.2.5	Alumbrado exterior	79

Continúa Índice General

IV.3	<u>Diseño estructural</u>	82
IV.3.1	<u>Diseño de la trabe que soportará a las bombas en el cárcamo</u>	82
IV.3.2	Atraques y silletas	86
IV.3.3	Estructura de descarga al Gran Canal	91
IV.4	<u>Rectificación del canal de riego</u>	102
V	ESPECIFICACIONES	105
V.1	<u>Cantidades de obra y antepresupuesto</u>	105
V.2	<u>Especificaciones del emisor</u>	106
V.2.1	Excavaciones	106
V.2.2	Plantilla consolidada con cama de apoyo	107
V.2.3	Relleno apisonado de cepas	108
V.2.4	Pozos de visita	109
V.2.5	Brocales en pozos de visita	110
V.2.6	Instalación de tuberías de concreto simple reforzado	111
V.3	<u>Especificaciones de la planta de bombeo</u>	112
V.3.1	Especificación de bombas sumergibles para cárcamo húmedo de aguas negras	112
V.3.2	Preguntas al fabricante	113
VI.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	116
	BIBLIOGRAFIA	120

INDICE DE TABLAS

		Pág
II.1	Intensidades de lluvia en milímetros por hora (máximas maximorum)	16
II.2	Intensidades de lluvia-duración-período de retorno	17
II.3	Correlación múltiple de 3 variables	19
II.4	Precipitación máxima en 24 horas, en mm	21
II.5	Correlación de dos variables	23
II.6	Determinación de gastos de diseño. Mé - todo Gráfico Alemán	34
III.1	Línea orientada H.1 - V.25 en la Unidad Morelos	49
III.2	Línea orientada M.1 - V.25 en la Unidad Morelos	50
III.3	Av. Paseo del Río. Línea superficial	52
III.4	Av. Paseo del Río. Línea profunda	53
III.5	Calle Prados del Norte. Línea superficial	54
III.6	Calle Prados del Norte. Línea profunda	55

INDICE DE FIGURAS

		Pág
II.1	Localización de pluviómetros	13
II.2	Localización de pluviógrafos	14
II.3	Red de drenaje supuesta	28
II.4	Programa del Método Gráfico Alemán	
	Diagrama de bloques	31
III.1	Alternativa 1	42
III.2	Alternativa 2	43
III.3	Alternativa 3	44
III.4	Localización de pozos de visita	56
III.5	Proyecto del colector	59
III.6	Proyecto del colector	60
IV.1	Estructura de descarga	63
IV.2	Arreglo equipo mecánico	64
IV.3	Instalación eléctrica	65
IV.4	Rectificación del Canal de Riego	104

C A P I T U L O I

I N T R O D U C C I O N

I.1 Antecedentes

Cuando los primeros grupos humanos dejaron la vida nómada y empezaron a integrar asentamientos humanos, comenzaron a tener problemas para la eliminación de desechos residuales, éstos se fueron agravando conforme crecían las poblaciones. De acuerdo a las posibilidades técnicas de su época resolvieron el problema, como lo muestran las ruinas de cloacas construídas con bóvedas en las diferentes civilizaciones que han surgido en la historia antigua de la humanidad, los ejemplos más representativos los tenemos en Babilonia, Egipto, Jerusalem, Grecia, etc.

En el México prehispánico el drenaje se efectuaba por riachuelos y simples canales abiertos que además servían de vías fluviales, abundantes en esta época en la Gran Tenochtitlan.

Al inicio de la vida en la Nueva España no existía un sistema de drenaje en la Ciudad de México, tal vez la primera disposi-

ción sanitaria surgió en 1526 cuando se ordenó arreglar las ca-
lles con la inclinación debida para evitar charcos en la vía
pública. A raíz de este primer intento administrativo, a lo
largo de más de cuatro siglos, las diferentes autoridades de
la Ciudad de México han hecho esfuerzos tendientes a mejorar
el sistema de drenaje, aplicando los avances técnicos de su
tiempo.

Haciendo una breve reseña de las principales modificaciones que
se han hecho al sistema de drenaje de la Ciudad de México, se
puede mencionar que para el desagüe de aguas residuales, en
1542, se dispuso que toda la canalización del poniente de la
Ciudad se duplicara en diámetro a fin de aumentar el desalojo
de aguas.

En las dos últimas décadas del Siglo XVIII se realizó la cons-
trucción de más de trece kilómetros de atarjeas para el sumi-
nistro de agua a la población, a iniciativa del Virrey don Ma-
tías Gálvez y posteriormente del Segundo Conde de Revillagigedo.

En 1885 el ingeniero Roberto Gayol presentó un proyecto que me-
jora el desagüe interior de la Ciudad y las condiciones sanita-
rias de las casas, el cual sirvió de base para el proyecto de
construcción que en este sentido se realizó de 1897 a 1902. En
1888 nombraron al Ing. Gayol Jefe de la Comisión de Ingenieros
encargados de resolver el problema del desagüe de la Ciudad de
México, uno de sus primeros logros fue construir e instalar la

primera estación de bombeo en San Lázaro. Posteriormente, en 1896, se formó la "Junta Directiva de Saneamiento" cuyo primer director fue el mencionado ingeniero.

El Primer Código Sanitario elaborado para reglamentar el sistema de drenaje de la Ciudad de México se expidió en 1901 y en los cuatro años siguientes el Consejo de Salubridad promovió mejoras en las instalaciones sanitarias de las viviendas de los pobladores de la Ciudad.

En 1925, con base en el proyecto propuesto por el Ing. Gayol, se termina el alcantarillado en el sistema de drenaje y saneamiento de la Ciudad de México, y a partir de este año hasta 1952, se realizan ampliaciones a la red entubada de ríos y canales.

La construcción de plantas de bombeo en el Gran Canal y en diversos puntos de la Ciudad se inicia en el año de 1952 y dos años después la construcción de 150 kilómetros de colectores con diámetros de 1.22 a 3.5 metros, que se terminan en 1962. El 4 de julio de 1960 se termina el Interceptor del Poniente, conducto de 4 m de diámetro y 17 kilómetros de longitud con 15 kilómetros de túnel, teniendo una capacidad de $30 \text{ m}^3/\text{s}$. En este año se termina el Colector 15, el mayor de la Ciudad, ya que drena una zona de 4 500 hectáreas.

La Secretaría de Recursos Hidráulicos y el Departamento del

Distrito Federal, en 1963, construyen la segunda etapa del Interceptor del Poniente con un desarrollo de 30 kilómetros y una capacidad máxima de $80 \text{ m}^3/\text{s}$. En 1967, con el ataque de 36 lumbreras, se inicia la construcción del nuevo sistema de drenaje formado con el Emisor Central y los Interceptores del Poniente. Un año después se incrementa en $10 \text{ m}^3/\text{s}$ la capacidad de bombeo del Gran Canal, contando con una potencia de generación de 2 MW. El Colector 5 de Mayo sustituye al Emisor Central por el inicio de las obras del Sistema de Transporte Colectivo "Metro". Estas obras se continuaron en años posteriores y se hicieron modificaciones y ampliaciones al sistema de drenaje en diversos puntos de la Ciudad de México, con el cual se cuenta hasta la fecha.

Dado el constante crecimiento de la población de la Ciudad de México, se presentan zonas en donde el sistema de drenaje instalado es insuficiente para el desalojo de las aguas negras y pluviales, agravándose principalmente, en donde se construyen núcleos habitacionales de alta densidad poblacional, como es el caso de la Unidad Morelos, 3a. Sección, Municipio de Tultitlán, Edo. de México.

Esta Unidad se asienta en una extensión de 167.25 hectáreas estando el 60% de ellas en terrenos lotificados. El 95% de la población de la Unidad cuenta con servicios de agua potable y alcantarillado y según datos del Plan Estatal de Agua Potable

y Alcantarillado del Estado de México, la dotación para esta zona es actualmente de 175 l/hab/día. La población actual de la Unidad es de 20.445 habitantes. La Unidad se localiza en la parte noreste del Municipio de Tultitlán, aproximadamente a 9 km de la cabecera.

El sistema de drenaje que inicialmente se proyectó no está en servicio, pues aunque cuenta con un cárcamo de 15.84 m de longitud y 4.35 m de ancho, dividido en tres secciones cuyas profundidades son 8.37, 10.57 y 11.35 metros con una estructura de concreto, éste se halla sin operar por no haber instalado la planta de bombeo, además, no se le conectaron los colectores y carece de canal de descarga.

La zona de la Unidad que queda al poniente del Canal de Castera se drena con un cárcamo de concreto, construido provisionalmente, y que descarga a un canal de riego paralelo al Canal de Castera.

La zona restante de la Unidad (al margen izquierdo del Canal de Castera) cuenta con un colector de cuyo último pozo de visita se bombean las aguas negras y pluviales al canal de riego arriba mencionado, debido a que no se construyó la descarga de dicho colector. El canal de riego en cuestión descarga las aguas de desecho al Gran Canal de Desagüe.

Por lo anteriormente expuesto el sistema de drenaje de la Uni

dad es insuficiente y se plantea resolver este problema en el "Proyecto del drenaje de la 3a. Sección de la Unidad Morelos", donde se considera que se conserva el suministro de agua potable en 175 l/hab/día hasta el año 2000 y se estima que para esta fecha la población de la Unidad será de 30,290 habitantes.

I.2 Motivo de la tesis

Siendo la Hidráulica una de las carreras de mayor importancia dentro de la Ingeniería Civil, su estudio me ha despertado un gran interés dadas las posibilidades de aplicación que tiene en la solución a los problemas inherentes al habitat de la sociedad, por lo cual elegí realizar la presente tesis desarrollando un proyecto que resuelva los problemas de drenaje que actualmente se les han presentado a los pobladores de la Unidad Morelos 3a. Sección, del Municipio de Tultitlán, en el Estado de México.

I.3 Objetivo de la tesis

El proyecto consiste en diseñar: el equipamiento de la planta de bombeo; la conexión de los colectores; el emisor y el canal de descarga que conduzca las aguas negras de la 3a. Sección de la Unidad Morelos hasta el Gran Canal del Desagüe.

I.4 Desarrollo de la tesis

Los trabajos desarrollados se mencionan a continuación:

CAPITULO II

ESTUDIOS PREVIOS

El proyecto se iniciará, con una descripción del estado actual del sistema de drenaje de la Unidad Morelos, mencionando los principales problemas que al respecto se han presentado y se concluirá con los cálculos del gasto de aguas negras y pluviales que deberán ser desalojadas.

CAPITULO III

DISEÑO DEL EMISOR

Con base en los datos obtenidos en el capítulo anterior se plantean diferentes alternativas para el desalojo de aguas negras y pluviales, y se selecciona la que optimice la mejor solución técnica al menor costo, para el diseño del emisor requerido.

CAPITULO IV

DISEÑO DE LA PLANTA DE BOMBEO

Tomando en consideración el gasto de aguas negras y pluviales, y observando la reglamentación que al respecto ha establecido la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento se calcula y selecciona el equipo de bombeo a instalar en la Unidad Morelos.

CAPITULO V

ESPECIFICACIONES

En este capítulo se indica el tipo de material a emplear en la obra civil así como las características de la bomba, conexiones, instalación de la tubería, pozos, etc., haciendo el análisis de costos del proyecto.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Finalmente en este capítulo se analizan las repercusiones de tipo social sobre los pobladores de la Unidad Morelos y se proponen recomendaciones que optimicen la puesta en operación del "Proyecto del Drenaje de la 3a. Sección de la Unidad Morelos".

C A P I T U L O I I

ESTUDIOS P R E V I O S

II.1 Visita al sitio y recopilación de información

Como se mencionó anteriormente, la Unidad Morelos utiliza un cárcamo provisional para el desalojo de las aguas negras y pluviales, las cuales son vertidas a un canal paralelo al Canal de Castera, que a su vez descarga en el Gran Canal del Desagüe. Dentro del recorrido hecho se verificó la lotificación y el funcionamiento de: los pozos de visita; el cárcamo provisional; el equipo de bombeo; el cárcamo para la operación del sistema; el canal de descarga y el sitio de vertido final.

Se encontró que la red de aguas negras está saturada debido a que el cárcamo provisional no funciona adecuadamente. Los pozos de visita se sondearon con barreta y cable para determinar su profundidad, pero no se pudo determinar el diámetro de los colectores

por estar inundada la red. No se contó con el plano estructural del cárcamo porque las autoridades correspondientes lo reportaron como extraviado.

El cárcamo provisional que drena la zona de la Unidad al poniente del Canal de Castera está equipado con una bomba de motor eléctrico de 30 Hp y un diámetro de descarga de 150 mm. Por otra parte, el pozo de visita que hace las funciones de cárcamo, se utiliza para drenar la zona de la Unidad al margen izquierdo del Canal de Castera y cuenta con una motobomba móvil con motor de combustión. Ambas bombas descargan al canal ya mencionado. Este canal de descarga que está sobre uno de los bordos del Canal de Castera, es de tierra y en algunas partes necesita desazolve, no cuenta con estructura de descarga y se hace a superficie libre.

El equipo de bombeo del cárcamo provisional no desaloja toda el agua del sistema de drenaje debido a que el cárcamo no es lo suficientemente profundo para captar toda la entrada de agua. Este equipo funciona generalmente de las 13:00 h a las 6:00 h del siguiente día, con un caudal de aproximadamente 40 lps. El funcionamiento de la motobomba no tiene horario definido y depende de las observaciones que el operador haga al pozo de visita.

Dado que la Inmobiliaria Estrella, compañía constructora de la Unidad Morelos, reportó perdido el plano de la red de drenaje y con el fin de evaluar el gasto de diseño del cárcamo, se hicieron mediciones en puntos de la red donde fue posible. En los pozos de visita revisados se encontraron profundidades mayores de 6 m y

en otros alcanzaron sólo 2 m, se otuvieron las cotas de los brocales de estos pozos de visita y se determinó la dirección del flujo de aguas negras en los colectores que se encuentran ubicados en las avenidas Prados del Norte, Canal de Castera y Paseo del Río. En algunos lotes se encontró tubería con los siguientes diámetros: 1.07, 1.22, 1.52 y 1.83 metros.

En la oficina de Comunicaciones, Obras y Servicios Públicos del Municipio de Tultitlán se obtuvo el plano de lotificación de la Unidad, con el cual se verificó el número de casas habitadas y el total de habitantes en la Unidad.

Dentro de la información obtenida en la Comisión de Aguas del Valle de México se cuenta con:

- Estudio y Proyecto Ejecutivo de los Emisores del Sistema de Drenaje del Valle de Cuautitlán, 1979.
- Proyectos Ejecutivos del Drenaje del Valle de Cuautitlán, 1978.
- Boletín Hidrológico No. 27
- Levantamiento aerofotogramétrico, realizado en 1977, escala 1:5 000 con curvas de nivel a cada metro.
- De la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento se obtuvo información del Plan Estatal de Agua Potable y Alcantarillado, Región No. 2 Zumpango, 1983.
- Plano de lotificación de la Unidad Morelos, 3a. Sección

de la Dirección de Obras del Municipio.

II.2 Estudio Hidrológico

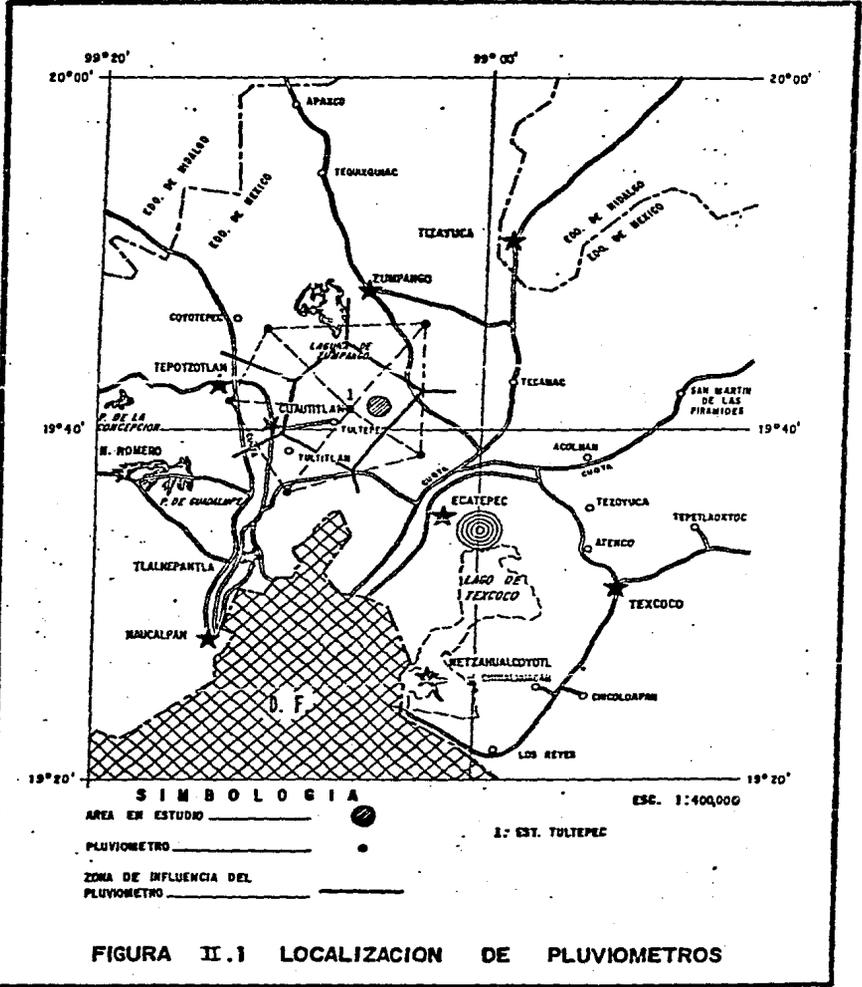
II.2.1 Cálculo de la curva intensidad-duración-período de retorno en el pluviógrafo.

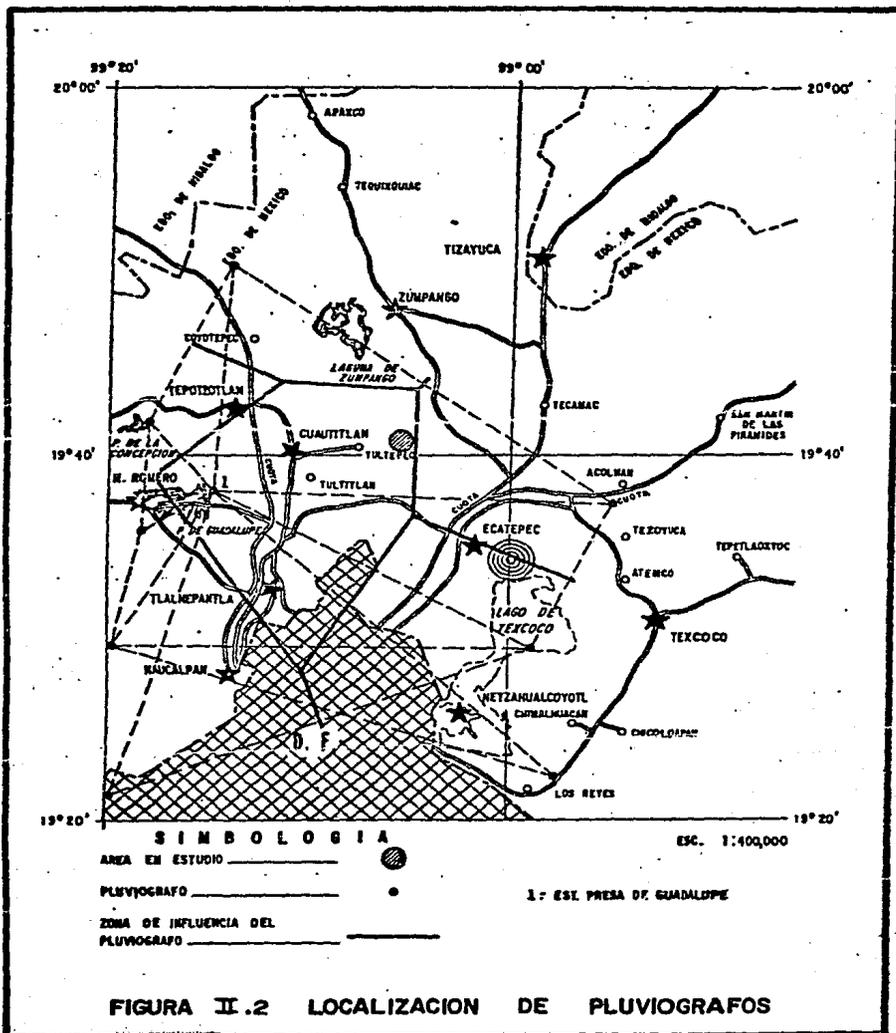
Para obtener el gasto de agua pluvial se elaboró un modelo de tormenta basado en los datos proporcionados por las estaciones climatológicas cercanas a la Unidad Morelos, 3a. Sección.

Mediante el plano de localización de estaciones climatológicas y aplicando el método de Polígonos de Thiessen*, se determinó que la zona en estudio, de acuerdo con la figura II.1, se encuentra dentro del área de influencia de la estación climatológica Tultepec. Como esta estación carece de pluviógrafo, se procedió en forma semejante (Polígonos de Thiessen) con las estaciones que si cuentan con él, encontrándose que la estación Presa de Guadalupe, tiene influencia en dicha zona, ver figura II.2.

El pluviógrafo de la estación Presa de Guadalupe opera desde 1959, por lo que se obtuvieron sus curvas de intensidad máximas maximum, para el período 1959-1977 las cuales fueron analizadas y procesadas con el fin de obtener las curvas de intensidad-duración-período de retorno, que representen las características de las tormentas que inciden en el área de la Presa de Guadalupe. Se seleccionaron intervalos de tiempo constantes e iguales a 5, 10, 15,

* "Hidrología, 1a. Parte". Rolando Springall G., Instituto de Ingeniería, UNAM, 1970





20, 25, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos, evaluándose a partir de las curvas de intensidades máximas maximorum, la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración seleccionada y a cada año de registro lo cual se observa en la tabla II.1.

Conocidas las características de las lluvias más desfavorables y dado que para cada duración de lluvia se dispone de un grupo de intensidades, éstas se ordenaron en forma decreciente para asignarle su período de retorno, el cual se obtuvo, dado que se seleccionó aceptando una serie de máximos anuales, con la siguiente fórmula:

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad (\text{II.1})$$

donde:

- T período de retorno, en años
- n número de años de registro
- m número de orden 1 a la intensidad de lluvia mayor, 2 a la siguiente, etc.

Esta información, ya ordenada, se presenta en la tabla II.2

Para evaluar las curvas de intensidad de lluvia-duración-período de retorno, se requiere obtener la ecuación de mayor ajuste entre los diversos grupos de valores de la intensidad de lluvia, su duración y sus períodos de retorno. Para plantear el tipo de ecuación más conveniente, se utilizó la más usual que corresponde a la forma:

$$i = AT^B d^{-c} \quad (\text{II.2})$$

TABLA 11.1
 INTENSIDADES DE LLUVIA EN MILIMETROS POR HORA
 (MAXIMAS MIXIMORUM)

ESTACION PRESA DE GUADALUPE

AÑO	D U R A C I O N E N M I N U T O S									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1959	78.3	59.1	47.7	41.3	32.9	25.4	21.5	18.0	14.7	11.8
1960	147.1	104.9	78.4	61.5	48.0	40.6	37.5	35.7	34.7	34.1
1961	143.9	120.1	95.3	75.5	51.5	34.5	27.3	22.4	19.3	15.0
1962	120.2	97.3	83.1	72.7	59.7	43.9	34.0	25.7	20.6	17.6
1963	86.6	72.9	61.0	58.1	47.8	40.0	34.2	27.5	22.5	19.4
1964	85.6	73.1	61.5	53.7	43.0	35.1	23.0	16.8	14.1	11.4
1965	110.5	89.3	73.1	61.8	46.9	31.6	23.7	18.0	15.2	12.5
1966	102.1	73.1	61.2	53.8	43.9	34.0	27.3	22.3	18.7	18.5
1967	117.6	85.6	72.5	62.4	47.9	35.0	28.0	22.5	19.3	15.5
1968	132.8	96.3	74.9	61.3	44.9	33.9	27.6	22.7	19.0	15.7
1969	150.0	106.8	81.1	66.8	51.7	39.2	30.9	23.9	20.2	16.8
1970	156.9	108.6	92.8	83.9	70.6	56.0	45.2	35.7	29.7	25.0
1971	111.9	76.4	57.0	45.7	32.8	22.9	18.4	15.2	13.5	12.7
1972	97.7	73.6	61.5	52.5	41.1	30.1	23.0	18.0	15.1	12.6
1973	99.6	52.8	39.0	30.5	25.1	19.1	15.4	12.5	10.9	9.0
1974	82.0	72.2	64.0	61.8	52.9	45.0	39.0	33.1	28.0	23.1
1975	90.0	60.2	49.2	41.7	32.7	25.6	21.7	17.8	15.1	12.7
1976	198.0	125.2	81.1	63.3	43.4	30.3	23.6	17.9	14.0	11.6
1977	157.0	126.2	101.4	82.7	59.3	40.2	29.6	23.1	18.0	15.3

TABLA II.2
INTENSIDADES DE LLUVIA-DURACION-PERIDO DE RETORNO

m	t	DURACION EN MINUTOS									
		5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	20.00	198.0	126.2	101.4	83.9	70.6	56.0	45.2	35.7	34.7	34.1
2	10.00	157.0	125.2	95.3	82.7	59.7	45.0	39.0	35.7	29.7	25.0
3	6.67	156.9	120.1	92.8	75.5	59.3	43.9	37.5	33.1	28.0	23.1
4	5.00	150.0	108.6	83.1	72.7	52.9	40.6	34.2	27.5	22.5	19.4
5	4.00	147.1	106.8	81.1	66.8	51.7	40.2	34.0	25.7	20.6	18.5
6	3.33	143.9	104.9	81.1	63.3	51.5	40.0	30.9	23.9	20.2	17.6
7	2.86	132.8	97.3	78.4	62.4	48.0	39.2	29.6	23.1	19.3	16.8
8	2.50	120.2	96.3	74.9	61.8	47.9	35.1	28.0	22.7	19.3	15.7
9	2.22	117.6	89.3	73.1	61.8	47.8	35.0	27.6	22.5	19.0	15.5
10	2.00	111.9	85.6	72.5	61.5	46.9	34.5	27.3	22.4	18.7	15.3
11	1.82	110.5	76.4	64.0	61.3	44.9	34.0	27.3	22.3	18.0	15.0
12	1.67	102.1	73.6	61.6	58.1	43.9	33.9	23.7	18.0	15.2	12.7
13	1.54	99.8	73.1	61.5	53.8	43.4	31.6	23.6	18.0	15.1	12.7
14	1.43	97.7	73.1	61.2	53.7	43.0	30.3	23.0	18.0	15.1	12.6
15	1.33	90.0	72.9	61.0	52.5	41.1	30.1	23.0	17.9	14.7	12.5
16	1.25	86.6	72.2	57.0	45.7	32.9	25.6	21.7	17.8	14.1	11.8
17	1.18	85.5	60.2	49.2	41.7	32.8	25.4	21.5	16.8	14.0	11.6
18	1.11	82.0	59.1	47.7	41.3	32.7	22.9	18.4	15.2	13.5	11.4
19	1.05	78.3	52.8	39.0	30.5	25.1	19.1	15.4	12.5	10.9	9.0

donde:

- A, B y c parámetros a evaluar por mínimos cuadrados
- d duración de la lluvia, en minutos
- T período de retorno, en años
- i intensidad de lluvia, en minutos

En esta ecuación se requiere evaluar los parámetros A, B y c, de tal manera que la suma de los errores al cuadrado sea mínima, para ello, se elaboró un programa para una computadora de escritorio marca Hewlett-Packard, que resuelve el método de mínimos cuadrados, encontrándose que la ecuación que mejor representa las características de las tormentas en la estación Presa de Guadalupe, es:

$$i = 283.219 d^{-0.648} T^{0.312} \quad (II.3)$$

En la tabla II.3 se presenta el cálculo efectuado.

Con un período de retorno considerado de 5 años y una duración de lluvia de 24 horas, se obtiene una intensidad de 4.20 mm/h y una altura de lluvia de 100.88 mm.

II.2.2 Cálculo de la curva intensidad-duración-período de retorno en la Unidad Morelos

En el transporte de las curvas i-d-T del pluviógrafo de la Presa de Guadalupe al área en estudio, se analizó la información de alturas de lluvia máximas anuales con duración de 24 h registradas por la estación Tultepec (Tabla II.4).

TABLA Nº II.3

Correlacion multiple de 3 variables

Y I
X1 D
X2 T

Ecuaciones de regresion

$$Y = A + BX1 + CX2 + DX3 + \dots$$

$$Y = A * X1^B * X2^C * X3^D * \dots$$

Datos de I

198.00	126.20	101.40	83.90	70.60	56.00	45.20	35.70
34.70	34.10	157.00	125.20	95.30	82.70	59.70	45.00
39.00	35.70	29.70	25.00	156.90	120.10	92.80	75.50
59.30	43.90	37.50	33.10	28.00	23.10	150.00	108.60
83.10	72.70	52.90	40.60	34.20	27.50	22.50	19.40
147.10	106.80	181.10	66.80	51.70	40.20	34.00	25.70
20.60	18.50	143.90	104.90	81.10	63.30	51.50	40.00
30.90	23.90	20.20	17.60	132.00	97.30	78.40	62.40
48.00	39.20	29.60	23.10	19.30	16.80	120.20	96.30
74.90	61.00	47.90	35.10	28.00	22.70	19.30	15.70
117.60	89.30	73.10	61.00	47.80	35.00	27.60	22.50
19.00	15.50	111.90	85.60	72.50	61.50	46.90	34.50
27.30	22.40	18.70	15.30	110.50	76.40	64.00	61.30
44.90	34.00	27.30	22.30	18.00	15.00	102.10	73.60
61.60	58.10	43.90	33.90	23.70	18.00	15.20	12.70
99.00	73.10	61.50	53.80	43.40	31.60	23.60	18.00
15.10	12.70	97.70	73.10	61.20	53.70	43.00	30.30
23.00	18.00	15.10	12.60	98.00	72.90	61.00	52.50
41.10	30.10	23.00	17.90	14.70	12.50	86.60	72.20
57.00	45.70	32.90	25.60	21.70	17.80	14.10	11.80
85.50	60.20	49.20	41.70	32.80	25.40	21.50	16.80
14.00	11.60	82.00	59.10	47.70	41.30	32.70	22.90
18.40	15.20	13.50	11.40	78.30	52.80	39.00	30.50
25.10	19.10	15.40	12.50	10.90	9.00		

Datos c • D							
5.00	10.00	15.00	20.00	30.00	45.00	60.00	80.00
100.00	120.00	5.00	10.00	15.00	20.00	30.00	45.00
60.00	80.00	100.00	120.00	5.00	10.00	15.00	20.00
30.00	45.00	60.00	80.00	100.00	120.00	5.00	10.00
15.00	20.00	30.00	45.00	60.00	80.00	100.00	120.00
5.00	10.00	15.00	20.00	30.00	45.00	60.00	80.00
100.00	120.00	5.00	10.00	15.00	20.00	30.00	45.00
60.00	80.00	100.00	120.00	5.00	10.00	15.00	20.00
30.00	45.00	60.00	80.00	100.00	120.00	5.00	10.00
15.00	20.00	30.00	45.00	60.00	80.00	100.00	120.00
5.00	10.00	15.00	20.00	30.00	45.00	60.00	80.00
100.00	120.00	5.00	10.00	15.00	20.00	30.00	45.00
60.00	80.00	100.00	120.00	5.00	10.00	15.00	20.00
30.00	45.00	60.00	80.00	100.00	120.00	5.00	10.00
15.00	20.00	30.00	45.00	60.00	80.00	100.00	120.00
5.00	10.00	15.00	20.00	30.00	45.00	60.00	80.00
100.00	120.00	5.00	10.00	15.00	20.00	30.00	45.00
60.00	80.00	100.00	120.00	5.00	10.00	15.00	20.00
30.00	45.00	60.00	80.00	100.00	120.00	5.00	10.00
15.00	20.00	30.00	45.00	60.00	80.00	100.00	120.00
5.00	10.00	15.00	20.00	30.00	45.00	60.00	80.00
100.00	120.00	5.00	10.00	15.00	20.00	30.00	45.00
60.00	80.00	100.00	120.00	5.00	10.00	15.00	20.00
30.00	45.00	60.00	80.00	100.00	120.00	5.00	10.00

Datos c • T							
20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
20.00	20.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
10.00	10.00	10.00	10.00	6.67	6.67	6.67	6.67
6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	5.00	5.00
5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
4.00	4.00	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
3.33	3.33	3.33	3.33	2.86	2.86	2.86	2.86
2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	2.50	2.50
2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22
2.22	2.22	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
2.00	2.00	2.00	2.00	1.82	1.82	1.82	1.82
1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.67	1.67
1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67
1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54
1.54	1.54	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43
1.43	1.43	1.43	1.43	1.33	1.33	1.33	1.33
1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.25	1.25
1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
1.18	1.18	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11
1.11	1.11	1.11	1.11	1.05	1.05	1.05	1.05
1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05

Y = 77.5162 - 0.7287 X1 + 2.3484 X2
 Coeficiente de correlacion multiple r = 0.8090

Y = 283.2186 * X1^(-0.6480) * X2^(0.3117)
 Coeficiente de correlacion multiple r = 0.9560

TABLA II.4
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS, EN MM

T U L T E P E C

m	Año	hp anual	T
1	1982	65.6	23.00
2	1975	65.1	11.50
3	1967	61.7	7.67
4	1981	57.5	5.75
5	1979	55.2	4.60
6	1969	55.2	3.83
7	1978	48.2	3.29
8	1976	48.2	2.88
9	1965	46.2	2.56
10	1968	45.3	2.30
11	1973	42.0	1.92
12	1974	42.0	1.77
13	1961	40.5	1.64
14	1962	40.5	1.53
15	1963	40.3	1.44
16	1972	40.2	1.35
17	1970	40.1	1.28
18	1966	35.3	1.21
19	1964	33.7	1.15
20	1980	30.2	1.10
21	1979	23.3	1.05

Para la obtención del período de retorno se empleó la ecuación II.1, mostrándose los resultados en la tabla II.4. La ecuación que mejor se ajusta a estos valores de h_p y T es del tipo:

$$h_p = a + b \log T \quad (\text{II.4})$$

donde:

a y b parámetros de ajuste
 T período de retorno, en años

La solución de esta ecuación se presenta en la tabla II.5, quedando la ecuación de la siguiente forma:

$$h_p = 33.67 + 29.07 \log T \quad (\text{II.5})$$

Mediante dicha expresión, para un período de retorno de 5 años, se obtiene una altura de lluvia de 53.99 mm. Con esta altura de precipitación se obtuvo un factor de ajuste del modelo de tormenta, con la siguiente expresión:

$$\text{F.A.} = \frac{h_{pm}}{h_{pj}} \quad (\text{II.6})$$

donde:

h_{pm} altura de lluvia media anual en 24 h, obtenida del pluviómetro
 h_{pj} altura de lluvia media anual en 24 h, obtenida del pluviógrafo localizado en la estación climatológica Presa de Guadalupe
F.A factor de ajuste

Sustituyendo los valores correspondientes en la ec. II.6, se llegó a un factor de ajuste de 0.5352, el cual afecta a la ecuación de intensidad de lluvia obtenida de la estación climatológica Presa de Guadalupe, al emplearse esta ecuación para la Unidad Morelos 3a. Sección queda de la siguiente forma:

$$i = (FA) (2.832186 d^{-0.648} T^{0.312})$$

$$i = 151.579 d^{-0.648} T^{0.312} \quad (II.7)$$

II.3 Determinación de datos de proyecto

Para el cálculo de los gastos de aguas negras se emplearon las siguientes fórmulas:

$$Q_{med} = \frac{P \times D \times Cr}{86 \ 400} \quad (II.8)$$

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_{med} \times M \quad (II.9)$$

$$M = 1 + \frac{M}{4 + \sqrt{P}} \quad (II.10)$$

$$Q_{m\acute{i}n} = 0.5 \times Q_{med} \quad (II.11)$$

donde:

Q_{med} gasto medio, en lps

$Q_{m\acute{a}x}$ gasto máximo, en lps

$Q_{m\acute{i}n}$ gasto mínimo, en lps

P población, miles de habitantes

M coeficiente de Harmon

D dotación, en 1/hab/día

Cr coeficiente de retorno de aguas negras (0.8)

Aplicando las expresiones anteriores para la situación actual (año 1984), se obtiene:

$$P = 20,445 \text{ habitantes}$$

$$D = 175 \text{ l/hab/día}$$

$$M = 2.64$$

$$Q_{\text{med}} = 33.13 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{máx}} = 87.55 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{mín}} = 16.57 \text{ lps}$$

Con las mismas expresiones para la situación futura (año 2000) se tiene:

$$P = 30,290 \text{ habitantes}$$

$$D = 175 \text{ l/hab/día}$$

$$M = 2.47$$

$$Q_{\text{med}} = 49.08 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{máx}} = 121.23 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{mín}} = 24.54 \text{ lps}$$

Para obtener el gasto pluvial actual, se obtiene la duración de la lluvia (d), ésta se considera igual al tiempo de concentración del escurrimiento en la cuenca en estudio. En cuencas naturales hasta de $3,00 \text{ km}^2$ el tiempo de concentración según Chow*, valdrá:

* Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras para el Control de Avenidas", Consultores, S. A., 1978.

$$t_c = 0.01 \left[\frac{L}{S} \right]^{0.64} \quad (\text{II.12})$$

donde:

- t_c tiempo de concentración, en horas
- L longitud del cauce principal, en m
- S pendiente media del cauce, en porcentaje

Para el caso de la situación actual, en la Unidad Morelos 3a. Sección, la partícula de agua más alejada recorre 2,222 m. Con este valor y sabiendo que el desnivel es de un metro, la magnitud de la pendiente es 0.045%. Sustituyendo en la ecuación II.12, se determinó un tiempo de concentración de 3.74 h igual a 224.41 min. Haciendo la duración igual al tiempo de concentración y dado que el período de retorno es de 5 años, de la ecuación II.8 se deduce una intensidad de 7.50 mm/h.

Para conocer la magnitud del gasto de aguas pluviales, se aplicó la fórmula racional, cuya expresión es de la forma:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360} \quad (\text{II.13})$$

donde:

- Q gasto, en m^3/s
- C coeficiente de escurrimiento
- i intensidad de lluvia, en mm/h
- A área, en ha

Adoptando unos coeficientes de escurrimiento "C" de 0.5 para áreas urbanas, de 0.4 para áreas suburbanas y de 0.10 para áreas no ur-

banas y aplicando la ecuación II.13 se tiene:

$$Q = \frac{[(0.5 \times 112.82) + (0.4 \times 32.96) + (0.1 \times 21.47)] \cdot 7.50}{360}$$

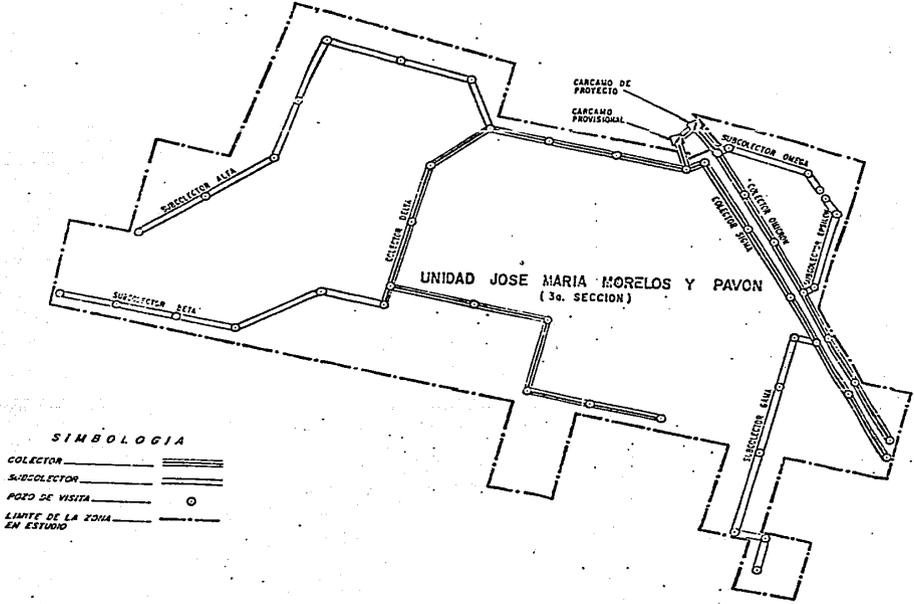
$$Q = 1.49 \text{ m}^3/\text{s} = 1490 \text{ lps}$$

Haciendo el cálculo del gasto pluvial de proyecto para el año 2000, el tiempo de concentración no varía y por lo mismo la duración tampoco, es decir, la intensidad de la lluvia será también de 7.5 mm/h. Sin embargo, como las características de la zona variarán, se aplicó la fórmula racional con los coeficientes ya mencionados, evaluándose un gasto de $Q = 1.74 \text{ m}^3/\text{s}$.

Debido a que los conductos se diseñaron con los gastos producidos por los escurrimientos pluviales calculados con la fórmula racional, para poder apreciar los efectos regularizadores de las redes, se aplicó el Método Gráfico Alemán.

Para aplicar este método y debido a la carencia de información con respecto al sistema de drenaje de la Unidad Morelos, se supuso una localización aproximada de los colectores y subcolectores (ver figura II.3), haciéndose las siguientes consideraciones:

- a) La duración de la tormenta de diseño para toda la red se consideró igual al mayor tiempo de concentración de los tramos, ya que las concentraciones mayores de escurrimiento se obtienen cuando la duración de las tormentas son iguales o mayores al tiempo de concentración del tramo.



SIMBOLOGIA

COLECTOR	=====
SUBCOLECTOR	=====
POZO DE VISITA	○
LIANTE DE LA ZONA EN ESTUDIO	- - - - -

ESCALA 1 : 10,000

FIGURA II.3 RED DE DRENAJE SUPUESTA

b) El gasto máximo escurrido se calculó con la fórmula racional (ec. II.13)

c) El hidrograma del tramo se tomó como un paralelogramo de las características siguientes: el tiempo en que se alcanza el gasto máximo es igual al de concentración, este gasto permanece constante hasta que el tiempo es igual a la duración de la tormenta y decrece en un tiempo igual al de concentración.

El tiempo base del hidrograma es igual a la duración de la tormenta más el tiempo de concentración. Para el caso de que la duración y el tiempo de concentración sean iguales, el gasto máximo se alcanza sólo un instante y enseguida decrece.

Dentro de un sistema de drenaje se pueden diferenciar dos clases de tramos: los que se localizan en las partes iniciales del sistema que reciben el agua llovida en su área drenada, y los que además de captar las aguas de su área particular, reciben las aportaciones de los tramos anteriores.

Para los primeros, su hidrograma de diseño se obtuvo con las consideraciones anteriores y para los segundos además de tenerse el hidrograma propio del tramo, se toman en cuenta los hidrogramas de los tramos anteriores, éstos pueden ser consecutivos en una misma línea o de otra línea que se conecta lateralmente.

Para los tramos consecutivos, se hace el defasamiento de los hi-

drogramas en un tiempo igual al de concentración de cada tramo, mientras que los laterales se hacen corresponder al mismo tiempo del tramo consecutivo al que se conecta. Colocados en la forma anterior se hacen las sumas de las ordenadas de todos los hidrogramas de los tramos anteriores al de análisis, incluyendo el de dicho tramo y se obtiene así su hidrograma de diseño.

Para resolver el método descrito, se implementó un programa de computadora cuyo diagrama de bloques se presenta en la fig. II.4, al cual se le incorporó una subrutina para interpolar linealmente los datos del hidrograma de los colectores de entrada lateral con los del colector en análisis.

Los datos de entrada al programa son los siguientes:

- a) Nombre del colector
- b) Lugar a donde descarga
- c) Número de tramos de análisis
- d) Area total drenada, en ha
- e) Intervalo de tiempo para el cálculo de hidrogramas, en min.
- f) Para cada tramo se indica:
 - . longitud de m
 - . Cota final, en msnm
 - . Area urbana, en ha
 - . Area suburbana, en ha
 - . Area no urbana, en ha
 - . Tiempo de concentración, en min

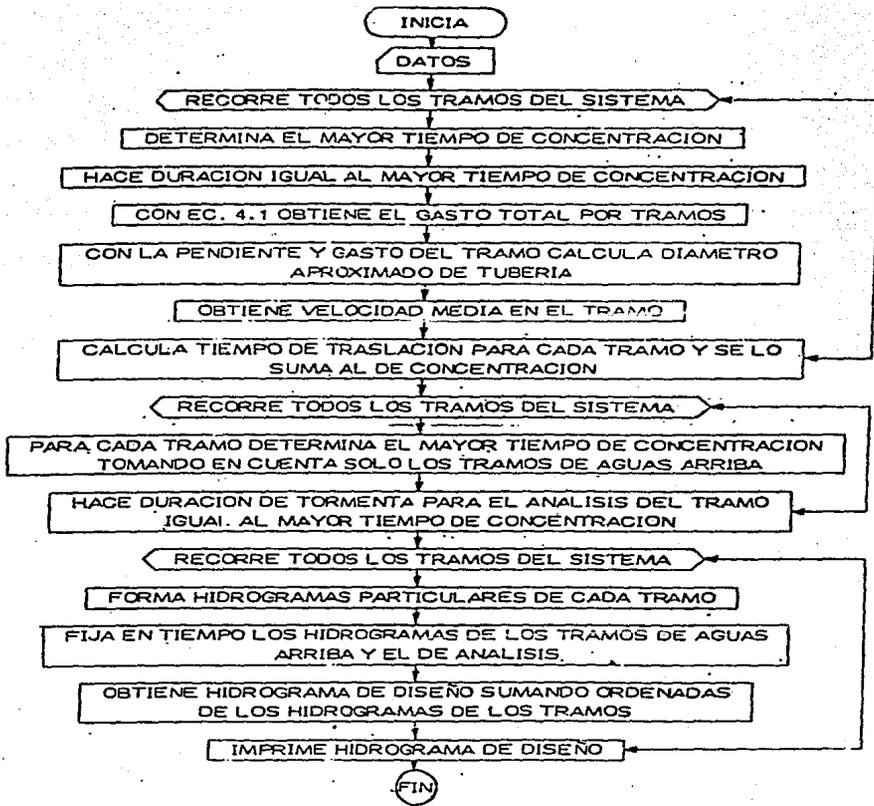


FIG. II4 PROGRAMA DEL METODO GRAFICO ALEMAN. DIAGRAMA DE BLOQUES

g) Si entra un colector lateral los datos que se requieren son:

- . Tiempo de concentración, en min
- . Area urbana, en ha
- . Area suburbana, en ha
- . Area no urbana, en ha
- . Número de puntos del hidrograma
- . Parejas de valores tiempo-gasto

La impresión de resultados es en la siguiente forma:

- a) Nombre del colector
- b) Sitio a donde descarga
- c) Datos de proyecto
 - . Area total drenada, en ha
 - . Coeficiente de escurrimiento urbano
 - . Coeficiente de escurrimiento suburbano
 - . Coeficiente de escurrimiento no urbano
- d) Para cada tramo
 - . Número
 - . Tiempo de concentración del tramo, en min
 - . Duración de la tormenta para el análisis del tramo, en min
 - . Hidrograma de diseño con número y valor del intervalo de tiempo, en min y el gasto en m^3/s
 - . Gasto máximo, en m^3/s
 - . Tiempo pico, en min

A manera de ejemplo, en la tabla II.6 aparece el resultado del último tramo del Colector Delta.

Para el cálculo de los gastos pluviales se consideró que la Unidad Morelos está drenada por un sistema de alcantarillado que consta de 5 subcolectores y 3 colectores (ver fig. II.3), teniendo como descarga final el cárcamo de proyecto

A continuación se presenta una tabla resumen con los resultados para la situación actual

COLECTOR O SUBCOLECTOR	DESCARGA A	AREA DRENADA (ha)	TIEMPO PICO (min)	GASTO MAXIMO (m ³ /s)
Col. Delta	Cárcamo de Proyecto	167.25	140.0	1.010
Col. Omicrón	Col. Delta	12.24	30.0	0.252
Col. Sigma	Col. Delta	33.85	80.0	0.328
Subc. Alfa	Col. Delta	34.62	110.0	0.372
Subc. Beta	Col. Delta	23.07	35.0	0.349
Subcol. Gama	Col. Sigma	18.32	80.0	0.216
Subcol. Epsilon	Col. Omicrón	2.04	35.0	0.073
Subcol. Omega	Col. Omicrón	3.51	15.0	0.107

Para la condición de proyecto (año 2000), también se aplicó el mismo procedimiento, resumiéndose los resultados obtenidos en la siguiente tabla:

COLECTOR O SUBCOLECTOR	DESCARGA A	AREA DRENADA (ha)	TIEMPO PICO (min)	GASTO MAXIMO (m ³ /s)
Col. Delta	Cárcamo de Proyecto	167.25	135.0	1.029
Col. Omicrón	Col. Delta	12.24	30.0	0.269
Col. Sigma	Col. Delta	33.85	70.0	0.476
Subcol. Alfa	Col. Delta	34.62	110.0	0.372
Subcol. Beta	Col. Delta	23.07	35.0	0.349
Subcol. Gama	Col. Sigma	18.32	20.0	0.376
Subcol. Epsilon	Col. Omicrón	2.04	35.0	0.084
Subcol. Omega	Col. Omicrón	3.51	15.0	0.117

TABLA NO. II.6
DETERMINACION DE GASTOS DE DISEÑO
METODO GRAFICO ALEMAN

COLECTOR DELTA/

DESCARGA A CARCAMO DE PROY.

*****DATOS DE PROYECTO*****

AREA TOTAL COLECTOR 167.25 ha
COEF. DE ESC. URBANO 0.50
COEF. DE ESC. SEMI-URB 0.40
COEF. DE ESC. NO URBANO 0.10

TRAMO 19			TC 0.267			DUR 17.01		
I	TIEMPO (MIN)	GASTO (M3/SEG)	I	TIEMPO (MIN)	GASTO (M3/SEG)	I	TIEMPO (MIN)	GASTO (M3/SEG)
0	0	0.000	1	5	0.048	2	10	0.158
3	15	0.372	4	20	0.628	5	25	0.847
6	30	0.981	7	35	0.959	8	40	0.872
9	45	0.785	10	50	0.720	11	55	0.687
12	60	0.684	13	65	0.757	14	70	0.916
15	75	1.000	16	80	0.937	17	85	0.857
18	90	0.790	19	95	0.744	20	100	0.713
21	105	0.673	22	110	0.647	23	115	0.598
24	120	0.631	25	125	0.740	26	130	0.921
27	135	1.029	28	140	1.018	29	145	0.962
30	150	0.876	31	155	0.749	32	160	0.647
33	165	0.688	34	170	0.768	35	175	0.785
36	180	0.736	37	185	0.684	38	190	0.656
39	195	0.514	40	200	0.343	41	205	0.285
42	210	0.313	43	215	0.243	44	220	0.141
45	225	0.032	46	230	0.000	47	235	0.000
48	240	0.000	49	245	0.000	50	250	0.000
51	255	0.000	52	260	0.000	53	265	0.000
54	270	0.000	55	275	0.000	56	280	0.000
57	285	0.000	58	290	0.000	59	295	0.000
60	300	0.000	61	305	0.000	62	310	0.000
63	315	0.000	64	320	0.000	65	325	0.000
66	330	0.000	67	335	0.000	68	340	0.000
69	345	0.000	70	350	0.000	71	355	0.000
72	360	0.000	73	365	0.000	74	370	0.000
75	375	0.000	76	380	0.000	77	385	0.000
78	390	0.000	79	395	0.000	80	400	0.000
81	405	0.000	82	410	0.000	83	415	0.000
84	420	0.000	85	425	0.000	86	430	0.000
87	435	0.000	88	440	0.000	89	445	0.000
90	450	0.000						

Q. MAX. = 1.029(M3/S)
TIEMPO DE PICO = 135.00(MIN)

Del análisis de las dos tablas anteriores, se observa que el incremento del gasto máximo de proyecto con respecto al gasto máximo actual (2%) está muy por abajo del incremento que se presenta entre los dos gastos calculados por la fórmula racional (17%). Esto se debe a que en el colector dominante del sistema (Colector Delta) no se tendrá una variación apreciable en el tipo de área, y dado que el tiempo de concentración y la magnitud del área drenada no cambian, el incremento del gasto es muy pequeño.

Por otro lado, se tiene una reducción en el gasto máximo del 40%, debido a que se consideró la regularización del agua en las tuberías, por lo cual es necesario tener presente, que a pesar de que se calcularon dos gastos máximos para la misma zona, no se puede decir que uno esté bien y el otro mal, ya que el procedimiento seguido consistió en obtener los gastos máximos para las condiciones extremas. En base a esto, se tiene un rango de 1 029-1740 lps entre los cuales se podría presentar el gasto máximo real. Por lo tanto, se concluye que el gasto máximo pluvial de diseño será de acuerdo con la media de 1385 lps, que sumado al gasto máximo de aguas negras para la condición de proyecto (121.23 lps) se llega a un gasto máximo de diseño de 1 506 lps, para efectos del proyecto se utilizará 1 550 lps.

C A P I T U L O I I I

DISEÑO DEL EMISOR

III.1 Estudio de alternativas

Con base en los datos obtenidos en el capítulo anterior se plantean tres alternativas para el desalojo de aguas negras y pluviales de la Unidad Morelos, 3a. Sección. A continuación se describe cada una de ellas, para posteriormente efectuar un análisis que permita seleccionar la que optimice la mejor solución técnica al menor costo.

III.1.1 Proposición

Alternativa 1

En esta alternativa se considera equipar el cárcamo para bombear el gasto total de aguas negras y pluviales, para lograr este objetivo se propone utilizar seis bombas de la siguiente forma: dos para aguas negras; una en operación; una de reserva y cuatro para el bombeo del agua de lluvia.

Para el análisis se utilizó la información del catálogo de bombas sumergibles de Impel, obteniéndose las siguientes características:

a) Aguas Negras

Modelo LG-406-300 con motor trifásico de 40 HP, velocidad específica de 1170 rpm, tensión de 220/440 V, diámetro de descarga 30 cm, paso de esfera 11cm, material utilizado fierro gris. (se anexa curva).

b) Aguas Pluviales

Modelo H-20-125, motor trifásico de 125 HP, prope-
la de paso variable, impulsor de hélice.

El canal de descarga deberá conducir un gasto total de aguas negras y pluviales de 1950 lps, obtenido en el capítulo anterior, para su diseño se empleó el criterio de la sección hidráulicamente óptima aplicando la fórmula de Manning*, proponiéndose un canal trapecial revestido de concreto.

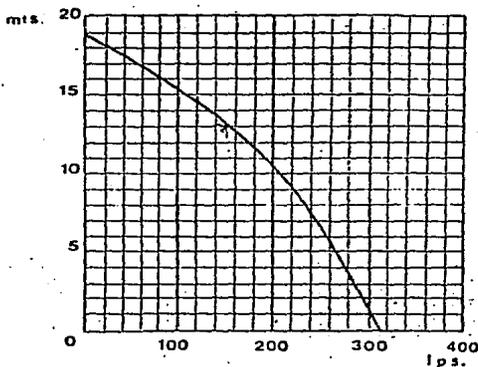
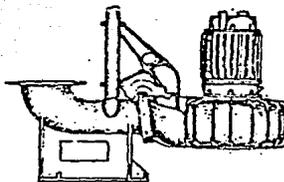
* "Open Channel Hydraulics", Ven-Te Chow, Mc Graw Hill, 1959

Boletín 031-SEP-82

BOMBAS SUMERGIBLES "IMPEL" SERIE "LG."

Producto 100 % Mexicano

MODELO: LG-406-300



DATOS GENERALES:

MOTOR TRIFASICO	40	HP
	1170	rpm
TENSION	220/440	v
DIAMETRO DESCARGA	300	mm
PASO DE ESFERA	110	mm
PESO	950	Kg
MATERIAL	FIERRO GRIS	

Para el diseño se cuenta con las siguientes fórmulas:

$$y/b = 0.5 \quad (III.1)$$

$$AR_h^{2/3} = \frac{Q.n}{S^{1/2}} \quad (III.2)$$

$$A = (b + ky)y \quad (III.3)$$

$$P = b + 2y \sqrt{1 + k^2} \quad (III.4)$$

$$R_h = A/P \quad (III.5)$$

$$y = (0.3906 AR_h^{2/3})^{3/8} \quad (III.6)$$

Si $s = 0.001$, $n = 0.014$ y $k = 1.5$ se deduce que el tirante (y) es igual a 0.67 m, con este valor y aplicando la ecuación III.4, se obtiene que el ancho de plantilla (b) será de 1.34 m, adoptándose una altura de bordo libre de 0.33 m.

Alternativa 2

Se considera equipar el cárcamo con dos bombas modelo LG-406-300 de una potencia de 40 HP, las cuales descargarán a un canal cuya sección tenga capacidad para conducir el gasto de aguas negras (150 lps).

El gasto de aguas pluviales (1 800 lps), será conducido al Gran Canal por medio de un emisor profundo (6 a 7 metros de profundidad) de un diámetro de 1.52 m, lo cual puede llevarse a cabo por que, en esta zona, el Gran Canal del Desagüe va profundo y la longitud del colector no es muy grande (1 060 m). En esta alter

nativa se propone un canal trapecial con revestimiento de concreto, utilizando los mismos criterios y ecuaciones de la alternativa 1.

Si $k = 1.5$, $S = 0.001$ y $n = 0.014$, se deduce que el tirante (y) será igual a 0.25 m, sustituyendo este valor en la ec. III.1, se tiene que el ancho de plantilla (b) en el canal será de 0.50 m, aceptándose 0.15 m de altura de bordo libre. En la revisión del emisor de un diámetro de 1.52 m se utilizó la fórmula de Manning* si $n = 0.014$ y $S = 0.001$, el gasto que puede pasar por el emisor a tubo lleno es de 2,150.3 lps, el cual es mayor que el gasto pluvial (1 800 lps) por lo cual el conducto trabaja a gravedad.

Alternativa 3

El emisor de aguas pluviales tendrá un diámetro de 1.22 m, las dimensiones del canal de descarga serán las mismas que las de la alternativa 2, por lo cual se hará solamente la revisión de la capacidad hidráulica del emisor.

Si $S = 0.001$ y $n = 0.04$, aplicando la ec III.2, se obtiene que el gasto máximo a tubo lleno que puede pasar por el emisor es de 1 200 lps, este valor es menor que el gasto pluvial por lo cual el tubo trabajará a presión.

Para revisar el tubo trabajando a presión, se supuso que en la descarga, el tirante corresponde a la mitad del diámetro y a partir de esta sección se revisaron los gradientes hidráulicos has-

ta el cárcamo (L = 1 060 m) utilizando la Ecuación de la Energía** Una vez obtenidas las pérdidas por fricción (hf), se calculó la cota del gradiente hidráulico en donde inicia el emisor, resultando ser de 2 235.89 msnm, la cota de terreno al inicio del colector es la 2 239.64 msnm por lo cual los niveles en los pozos de visita no crearían problemas, trabajando el tubo con una carga de 0.73 m.

En las figuras III.1, III.2 y III.3 puede observarse cada una de las alternativas mencionadas.

III.1.2 Análisis

Del análisis efectuado para seleccionar la alternativa que optimice la mejor solución técnica al menor costo, se obtuvieron los siguientes costos:

Alternativa 1	\$ 67'260,000.00
Alternativa 2	74'540,000.00
Alternativa 3	61'962,000.00

Como en cada una de las alternativas interviene el bombeo se procedió a calcular el costo anual de bombeo por operación*, resultando:

Alternativa 1	\$ 14'351,000.00
Alternativa 2	13'999,000.00
Alternativa 3	11'720,000.00

* Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en localidades Urbanas de la República Mexicana, SAHOP.
 ** "Hidráulica General". Gilberto Sótelo A. LIMUSA, 1988

De la obtención de estos resultados puede observarse que la alternativa más económica es la 3, con el inconveniente de que en los gastos máximos instantáneos el emisor trabajará con una carga de presión igual o menor a 0.73 m.

Del mismo análisis puede observarse que la alternativa con mayor costo anual de bombeo es la 1, porque no es conveniente equipar el cárcamo con bombas grandes que desalojen las aguas pluviales, sino que solamente deberá bombearse el gasto de aguas negras durante la época de estiaje y dejar que en época de lluvias se encauen los caudales por un emisor.

III.1.3 Selección

Como pudo observarse, la alternativa 3 es la más económica, sin embargo, en el aspecto funcional presentará deficiencias al presentarse el gasto máximo de diseño, debido a que el emisor trabajaría con una carga de presión de 0.73 m. Esto pudo observarse al obtener los gastos pluviales calculados en forma aproximada, debido a que son magnitudes que no se pueden cuantificar con exactitud y por lo cual se estima que se tendrá una cierta variación, además de que con los gastos estimados el colector no trabajaría satisfactoriamente, se tendría un riesgo adicional. Por este motivo, la alternativa seleccionada será la 2, la cual combina de manera satisfactoria los aspectos económico y funcional.

III.2 Trabajos topográficos

Para la elaboración del proyecto ejecutivo se realizó un levanta-

miento topográfico de la zona en estudio, el cual consistió en los siguientes puntos:

III.2.1 Poligonal de apoyo

Se trazó una poligonal de apoyo con un desarrollo de 1 194 m, la cual parte del sitio en donde el canal de riego descarga a el Gran Canal del Desagüe. Los primeros 1 037 m, están paralelos al canal de riego mencionado, terminando en el pozo de agua potable de la Comisión de Aguas del Valle de México, en este punto la poligonal da un giro aproximadamente de 80° hacia la izquierda y continúa paralela al Canal de Castera, pasando a un lado del cárcamo de proyecto, la poligonal termina aproximadamente a 13 m al sur del pozo de visita donde está colocada la bomba móvil.

Para el trazo de la poligonal, se utilizó un teodolito de 6" con distanciómetro infrarrojo Super Beatle y nivel automático, el procedimiento que se empleó fue el de ángulos por el sistema de Vesel, con una tolerancia de 9".

III.2.2 Nivelación

En la nivelación, se tomaron como referencia el Banco de Nivel Básico de Atzacalco, con cota 2 245.008 msnm y el Banco de Nivel de Huehuetoca, con cota 2 263.8109 msnm. Para nivelar se empleó la información del levantamiento topográfico efectuado en el Gran Canal del Desagüe*, utilizando los vértices 25 y 26 del mismo. La nivelación se realizó de perfil a todo lo largo de la poligonal de

*"Estudio y Proyecto Ejecutivo de los Emisores del Sistema de Drenaje del Valle de Cuautitlan, Edo. de México. Anexo I. Orientaciones y Coordenadas del Levantamiento Topográfico del Gran Canal, elaborado por CONSULTORES, S. A., para la Comisión del Valle de México, noviembre de 1979.

apoyo, obteniendo las elevaciones del terreno a cada 20 m y las de los puntos de inflexión.

El equipo utilizado en la nivelación, fue un nivel fijo automático y un estadal, el método seguido fue el de doble altura del aparato, considerando una tolerancia de 2 m.

III.2.3 Secciones

Con la finalidad de conocer la sección del canal de aguas negras existente, se procedió a medir las secciones transversales por toda la poligonal a cada 20 m, 20 m a cada lado para los 1 037 m iniciales a cada 20 m, y una distancia variable a la derecha de la poligonal para los 157 m restantes. El equipo utilizado fue un nivel automático, un estadal y una cinta métrica.

III.2.4 Levantamiento de pozos de visita e instalaciones existentes.

Debido a que se carecía de información con respecto a la red de al^{ca}ntarillado de la Unidad Morelos, se realizó el levantamiento de 38 pozos de visita. Se intentaron medir los diámetros de entrada y salida de la tubería, pero esto sólo fue posible en 4 pozos, debido a que la red se encuentra saturada y con un elevado grado de azolvamiento, la profundidad de todos los pozos se midió con barreta y cable, estableciéndose las cotas de sus respectivos brocales.

III.2.5 Orientación Astronómica

El levantamiento se refirió al norte astronómico, para lo cual el

19 de mayo de 1984 se realizó una orientación astronómica, cuyo cálculo se presenta en las tablas III.1 y III.2.

III.3 Revisión de los colectores

Debido a que no se contaba con la información del sistema de alcantarillado de la Unidad Morelos, se llevó a cabo un levantamiento de los pozos de visita que se encontraban más cerca del cárcamo de proyecto, los cuales forman parte de 3 colectores de la red. Al efectuarse el levantamiento se encontró: que la red estaba saturada, lo cual impidió revisar el pozo y determinar los diámetros de los conductos de llegada y de salida, logrando solamente medir su profundidad; el equipo con el cual se cuenta no logra vaciar la red, debido a que la bomba que tiene el cárcamo provisional no llega hasta el fondo además, de que con las pendientes que tienen los colectores (sin un sentido definido), es imposible concentrar las aguas negras para su eliminación; finalmente pudo observarse que se tiene un doble sistema de colectores formado por uno superficial con diámetros pequeños y uno profundo con diámetros mayores.

Ante la imposibilidad de completar la información recabada de la red de alcantarillado, se recurrió a la información que se tenía de los Proyectos de Drenaje del Valle de Cuautitlán*, de los cuales pudo establecerse el sentido de escurrimiento de algunos colectores, así como los diámetros de los mismos.

* Proyectos Ejecutivos del Drenaje del Valle de Cuautitlán, Méx.". Anexo A, Trabajos de Campo, elaborado por CONSULTORES, S.A., para la Comisión de Aguas del Valle de México, Sep, 1978.

TABLA Nº III.1

LÍNEA ORIENTADA H.1 V45 EN PIEDRAS UNIDAS MARCOS CALCULO TOPOGRAFICO

84

OBSERVADOR: ENAU SANCHEZ

PV	C. HORIZONTAL	TIEMPO	C. VERTICAL	C. HORIZONTAL	TIEMPO	C. VERTICAL	C. HORIZONTAL	TIEMPO	C. VERTICAL
DIR.	282 01 57	26 32	57 43 54	282 10 06	29 18	57 59 00	281 41 00	32 16	56 20 18
	282 02 06	27 18	57 39 06	282 11 42	29 50	57 52 48	281 42 06	32 36	56 21 34
INV.	281 27 18	27 23	56 58 36	281 35 48	30 28	56 22 36	282 21 54	33 03	55 47 60
	281 28 12	28 15	56 54 00	281 37 06	30 58	56 16 12	282 23 06	33 23	55 48 12
SUMA									
PROSI.	281 44 57	27 34	57 18 10	281 53 41	30 07	56 42 39	282 02 02	32 50	56 05 31

Fecha de la observación	<u>19 Mayo 1982</u>	Instrumento	APROXIMACION
HORA PASO MERIDIANO TACUYAYA	<u>11 56 26.3</u>	CRONOMETRO	
Destinación hora del paso	<u>± 19 55 12.1</u>	Latitud del lugar	Declinación horaria
Variación horaria en declinación	<u>+ 32.04</u>	Altura verdadera	
Letitud del lugar	<u>19 42. 30"</u>	o DISTANCIA POLAR 90 -	

Hora del paso Meridiano Tacubaya	<u>11 56 26.3</u>	<u>11 52 26.3</u>	<u>11 56 26.3</u>
PROMEDIO HORAS OBSERVACION	<u>8 27 31.0</u>	<u>8 30 07.0</u>	<u>8 32 50.0</u>
DIFERENCIA	<u>3 28 52.3</u>	<u>3 26 19.3</u>	<u>3 23 36.3</u>
DIFERENCIA HORAS Y DECIMOS	<u>13 48 11.9</u>	<u>3 43 06.9</u>	<u>3 39 34.2</u>

DECLINACION HORA DEL PASO	<u>± 19 55 12.1</u>	<u>19 55 12.1</u>	<u>19 55 12.1</u>
CORR. POR VARIACION HORARIA	<u>+ 01 51.4</u>	<u>01 51.0</u>	<u>01 48.6</u>
DECLINACION HORA OBSERVACION	<u>19 57 03.5</u>	<u>19 57 03.1</u>	<u>19 57 00.7</u>

ANGULO DE ALTURA APARENTE	<u>33 41 50</u>	<u>33 17 21</u>	<u>33 54 09</u>
CORREC. REFRACCION MEDIA	<u>01 31</u>	<u>01 28</u>	<u>01 26</u>
ANGULO ALTURA VERDADERA	<u>32 40 19</u>	<u>33 15 53</u>	<u>33 52 43</u>

FORMULA: TAN U $\sqrt{\frac{\text{SEN}(S-\alpha) \text{SEN}(S-\beta)}{\text{COS}(S-P) \text{COS } S}}$	u	<u>19 42 30</u>	<u>19 42 30</u>	<u>19 42 30</u>
	α	<u>32 40 19</u>	<u>33 15 53</u>	<u>33 52 43</u>
	β	<u>70 02 57</u>	<u>70 02 58</u>	<u>70 02 59.0</u>
	2S	<u>122 25 46</u>	<u>123 01 21</u>	<u>123 38 12</u>
	S	<u>61 12 53</u>	<u>61 30 40</u>	<u>61 49 06</u>
	S-α	<u>41 30 33</u>	<u>41 49 10</u>	<u>42 06 36</u>
	S-β	<u>28 32 34</u>	<u>28 14 47</u>	<u>27 56 23</u>
	S-P	<u>8 50 04</u>	<u>8 32 12</u>	<u>8 13 53</u>

LOG. COS (S-P)			
LOG. COS S			
PRIMERA SUMA			
LOG. SEN (S-β)			
LOG. SEN (S-α)			
SEGUNDA SUMA			
PRIMERA SUMA			
LOG. TAN ² U/2			
LOG. TANGENTE U/2			
U/2	<u>39 12 24</u>	<u>39 16 33</u>	<u>39 20 51</u>
U	<u>78 24 48</u>	<u>78 33 06</u>	<u>78 41 41</u>

PROMEDIO CIRCULO HORIZONTAL	<u>281 44 53</u>	<u>281 53 41</u>	<u>282 02 02</u>
AZIMUT LINEA	<u>156 39 55</u>	<u>156 39 25</u>	<u>282 39 39</u>
RUMBO ASTRONÓMICO LINEA		<u>155 40 05</u>	<u>156 39 39</u>

CALCULO: _____ PROMEDIO AZIMUTS 156 39 54.3

FECHA: _____ PROMEDIO RUMBO

TABLA N° III.2

LÍNEA ORIENTADA M-I-V-25 EN UNIDAD MORELOS

CALCULO TOPOGRAFICO

chr

OBSERVADOR: FRANCISCO NAVA SANCHEZ

PV	C. HORIZONTAL	TIEMPO	C. VERTICAL	C. HORIZONTAL	TIEMPO	C. VERTICAL	C. HORIZONTAL	TIEMPO	C. VERTICAL
DIR.	281 51 27	35 07	55 51 04	281 55 36	38 17	55 06 00			
INV.	282 31 12	36 28	55 45 35	282 00 54	38 49	55 00 12			
SLIMA	282 32 48	36 27	54 59 54	282 42 27	39 55	54 43 00			
PROA.	282 11 06	35 44	55 25 38	282 21 08	38 58	54 41 52			

Fecha de la observación	<u>19 MAYO 1944</u>	Instrumento	APROXIMACION
HORA PASO MERIDIANO TACUBAYA	<u>11 26 26.3</u>	CRONOMETRO	
Declinación hora del paso	<u>- 19 56 12.1</u>	Latitud del lugar	Declinación horaria
Variación horaria en declinación	<u>+ 32.0"</u>	Altura verdadera	
Longitud del lugar	<u>19 42 30</u>	C. DISTANCIA POLAR PD -	

Hora del paso Meridiano Tacubaya	<u>11 56 26.3</u>	<u>11 56 26.3</u>	
PROMEDIO HORAS OBSERVACION	<u>8 35 44.0</u>	<u>8 35 44.0</u>	
DIFERENCIA	<u>3 20 42.3</u>	<u>3 17 34.3</u>	
DIFERENCIA HORAS Y DECIMOS	<u>3.34502</u>	<u>3.29286</u>	

DECLINACION HORA DEL PASO	<u>19 56 12.1</u>	<u>19 56 12.1</u>	
CORR. POR VARIACION HORARIA	<u>01 47</u>	<u>01 45.4</u>	
DECLINACION HORA OBSERVACION	<u>19 56 59.1</u>	<u>19 56 57.5</u>	

ANGULO DE ALTURA APARENTE	<u>34 34 22.0</u>	<u>35 12 02</u>	
CORREC. REFRACCION MEDIA	<u>01 24.4</u>	<u>01 22</u>	
ANGULO ALTURA VERDADERA	<u>34 32 57.6</u>	<u>35 16 46</u>	

FORMULA: TAN U	SEN (S-α) SEN (S-φ)	<u>17 42 30</u>	<u>19 42 30</u>
	COS (S-P) COS S	<u>34 32 57.6</u>	<u>35 16 46</u>
	P	<u>70 03 02.5</u>	<u>70 03 02.5</u>
	2S	<u>124 18 26.5</u>	<u>125 02 18.5</u>
	S	<u>62 09 14.3</u>	<u>62 31 09.3</u>
	S-φ	<u>42 26 44.5</u>	<u>42 42 39.3</u>
	S-α	<u>27 36 16.7</u>	<u>27 14 25.3</u>
S-P	<u>7 53 46.6</u>	<u>7 31 23.2</u>	

LOG. COS (SP)			
LOG. COS S			
PRIMERA SUMA			
LOG. SEN (S-φ)			
LOG. SEN (S-α)			
SEGUNDA SUMA			
PRIMERA SUMA			
LOG. TAN ² U/2			
LOG. TANGENTE U/2			
U/2	<u>39 25 30</u>	<u>39 30 31</u>	
U	<u>78 50 59</u>	<u>79 01 02</u>	

PROMEDIO CIRCULO HORIZONTAL	<u>282 11 06</u>	<u>282 21 08</u>
AZIMUT LINEA	<u>156 39 53</u>	<u>156 39 55</u>
RUMBO ASTRONÓMICO LINEA		

CALCULO: _____ PROMEDIO AZIMUTS _____
 FECHA: _____ PROMEDIO RUMBO _____

El sistema tiene dos colectores principales alojados en las márgenes izquierda y derecha del Canal de Castera, de 1.22 y 0.45 metros de diámetro respectivamente. En el colector de la margen derecha las profundidades obtenidas solamente permiten determinar que la línea se encuentra sumamente azolvada, lo cual impide determinar su capacidad actual. Para la margen izquierda, se detectaron dos líneas de colectores; una superficial con diámetro de 0.30 m y un gasto en el tramo analizado de $0.19 \text{ m}^3/\text{s}$ y la otra línea es profunda con un diámetro de 0.45 m y un gasto de $0.06 \text{ m}^3/\text{s}$.

Adicionalmente se hizo el levantamiento de la avenida Prados del Norte, la cual es perpendicular al Canal de Castera, en ésta se detectó la doble línea de colectores en donde el diámetro del colector profundo es de 1.22 m, calculándose un gasto máximo de $2.93 \text{ m}^3/\text{s}$, para la línea superficial el gasto fue de $0.14 \text{ m}^3/\text{s}$, en ambas líneas se observó un funcionamiento hidráulico bastante aceptable. En las tablas III.3 a III.6 se presentan los análisis efectuados y en la figura III.4 se puede observar la ubicación de los pozos.

III.4 Proyecto del emisor

Después de haber determinado que la red existente tiene la capacidad para conducir el gasto de diseño, se procedió a diseñar los colectores que unirán la red actual con el cárcamo de proyecto, así como el emisor que llevará las aguas negras desde el cárcamo hasta el Gran Canal de Desagüe, utilizando para el cálculo la fórmula de Manning.

TABLA III.3
AV. PASEO DEL RIO

LINEA SUPERFICIAL
DATOS DE POZOS

POZO	ELEVACION BROCAL	ELEVACION PLANTILLA DE LLEGADA	ELEVACION PLANTILLA DE SALIDA
10	40.95	38.40	38.40
11	40.99	38.92	38.92
12	40.93	38.75	38.75
13	41.06	38.60	38.60
14	41.01	38.76	38.76

A todas las cotas se les deberá sumar 2 200 m, para obtener las elevaciones sobre el nivel del mar

DATOS DE TRAMOS

TRAMO	LONGITUD (m)	PENDIENTE (milésimas)	DIAMETRO (m)	CAPACIDAD (m ³ /s)
14-13	61.63	3	0.30	0.05
13-12	71.15	-2	0.30	-
12-11	80.36	-2	0.30	-
11-10	101.06	5	0.30	0.06

La capacidad se obtuvo considerando tubo lleno y aplicando la Fórmula de Manning con $n = 0.014$

TABLA III.4
 AV. PASEO DEL RIO
 LINEA PROFUNDA

DATOS DE POZOS

POZO	ELEVACION BROCAL	ELEVACION PLANTILLA DE LLEGADA	ELEVACION PLANTILLA DE SALIDA
a	40.82	36.49	36.49
b	40.83	36.14	36.14
c	40.93	36.49	36.49
d	41.04	35.84	35.84
e	40.89	35.74	35.74

A todas las cotas se les deberá sumar 2 200 m, para obtener las elevaciones sobre el nivel del mar.

DATOS DE TRAMOS

TRAMO	LONGITUD (m)	PENDIENTE (mil)	DIAMETRO (m)	CAPACIDAD (m ³ /s)
e-d	122.79	-1	0.45	-
d-c	121.79	-5	0.45	-
c-b	75.01	5	0.45	0.19
b-a	75.08	-5	0.45	-

La capacidad se obtuvo considerando tubo lleno y aplicando la fórmula de Manning con $n = 0.014$

TABLA III.5
 CALLE PRADOS DEL NORTE
 LINEA SUPERFICIAL

DATOS DE PROYECTO

POZO	ELEVACION BROCAL	ELEVACION PLANTILLA DE LLEGADA	ELEVACION PLANTILLA DE SALIDA
3	41.20	37.93	37.93
4	40.97	39.06	39.06
5	40.94	39.03	39.03
6	40.94	38.75	38.75
7	41.04	38.91	38.91

A todas las cotas se les deberá sumar 2 200 m para obtener las elevaciones sobre el nivel del mar.

DATOS DE TRAMOS

TRAMO	LONGITUD (m)	PENDIENTE (mili)	DIAMETRO (m)	CAPCIDAD (m ³ /s)
7-6	89.30	2	0.30	0.40
6-5	89.80	-3	0.30	-
5-4	217.05	0.1	0.30	0.01
4-3	44.70	25	0.30	0.14

La capacidad se obtuvo considerando tubo lleno y aplicando la fórmula de Manning con $n = 0.014$.

TABLA III.6
 CALLE PRADOS DEL NORTE
 LINEA PROFUNDA

DATOS DE POZO

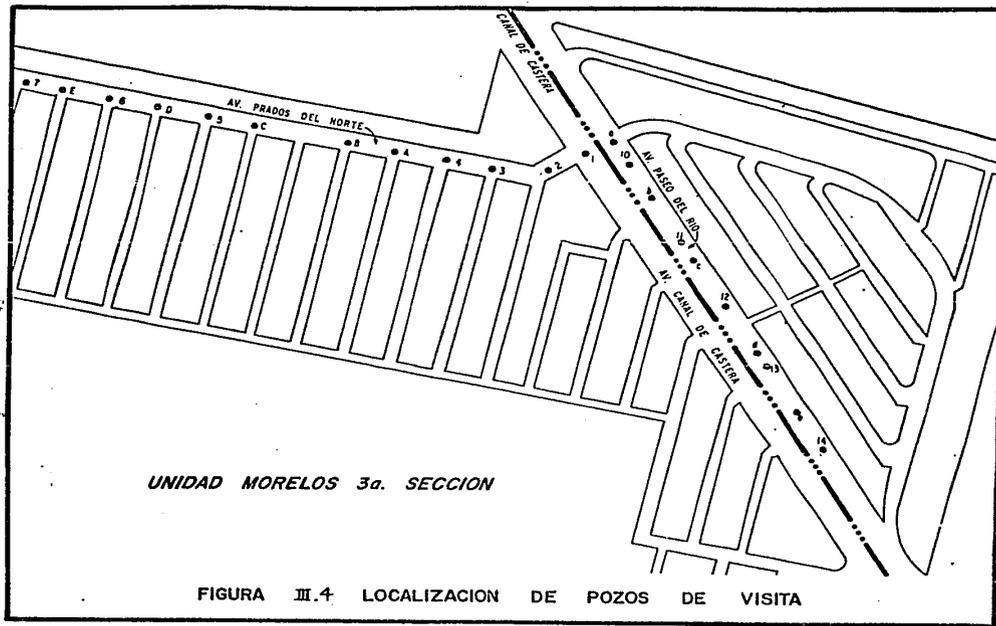
POZO	ELEVACION BROCAL	ELEVACION PLANTILLA DE LLEGADA	ELEVACION PLANTILLA DE SALIDA
A	40.92	34.09	34.09
B	40.99	34.37	34.37
C	41.01	34.54	34.54
D	40.94	34.87	34.87
E	40.95	35.05	35.05

A todas las cotas se les deberá sumar 2 200 m para obtener las elevaciones sobre el nivel del mar

DATOS DE TRAMOS

TRAMO	LONGITUD (m)	PENDIENTE (mil)	DIAMETRO (m)	CAPACIDAD (m ³ /s)
E-D	89.70	2	1.22	1.69
D-C	84.90	4	1.22	2.39
C-B	87.15	2	1.22	1.69
B-A	44.00	6	1.22	2.93

La capacidad se obtuvo considerando tubo lleno y aplicando la fórmula de Manning con $n = 0.014$



En el diseño del emisor se hicieron consideraciones especiales al calcular el gasto de diseño y para los dos colectores se utilizaron los gastos calculados mediante el Método Gráfico Alemán.

Para el primer colector que irá del cárcamo provisional al cárcamo de proyecto, se tienen los siguientes datos: cota de plantilla del inicio de 2 231.70 msnm y cota de la llegada de 2 231.46 msnm, con las cuales se tendrá una pendiente de 0.005, con el gasto de diseño (gasto máximo pluvial más gasto máximo de aguas negras) de 1 115 lps y una n de 0.014, se calculó un diámetro de 0.88 m, adoptándose por restricciones de tipo comercial, un diámetro de 0.91m.

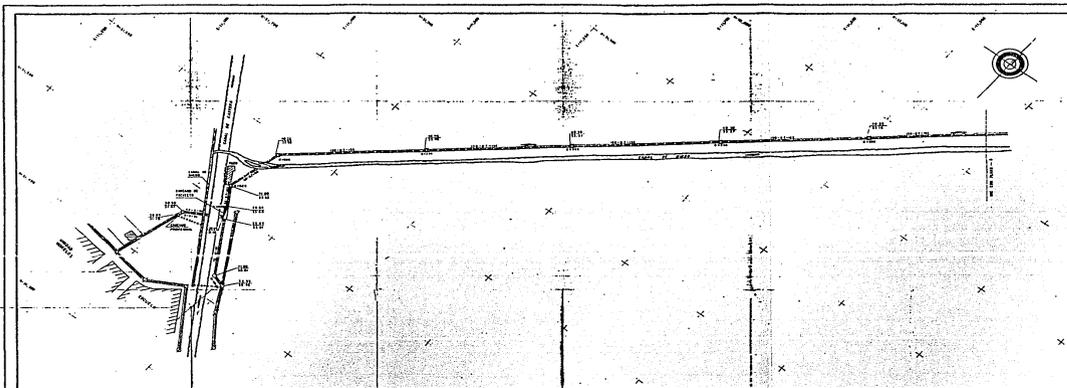
El segundo colector unirá la red que se encuentra en la zona este del Canal de Castera con el cárcamo de proyecto, y partirá del pozo de visita sobre el cual se encuentra la bomba móvil. Los datos de proyecto obtenidos son los siguientes: cota de plantilla de inicio de 2 236.49 msnm; pendiente 0.030; gasto de diseño 280 lps y n de 0.014, con estos datos se obtuvo un diámetro de 0.37 m, considerando para fines prácticos el diámetro comercial inmediato de 0.38 m con una capacidad de 292 lps, como éste es muy cercano al gasto de diseño, se aceptó, en común acuerdo con la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento, una tubería de 0.45 m de diámetro, cuya capacidad es de 459 lps con una velocidad real de 3 m/s.

Para determinar el gasto de diseño del emisor se hicieron algunas consideraciones especiales. En el estudio hidrológico del capítulo 2, se determinaron dos valores extremos para el gasto máximo pluvial, si se toma el menor valor y sin alterar la pendiente pro-

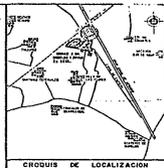
puesta en el análisis de alternativas (0.001) se obtiene un diámetro de 1.22 m, para el mayor valor el diámetro obtenido es de 1.52 m, y para un valor intermedio de 1 550 lps el diámetro sería de 1.52 m, al observar estos resultados se puede concluir que el diámetro óptimo es el de 1.52 m

Las ventajas de seleccionar el diámetro de 1.52 m son: que se puede pasar un gasto de 2 150 lps con la pendiente anteriormente mencionada, si se reduce la pendiente a 0.007 se puede conducir un gasto de 1 900 lps, con lo cual se cubre el mayor gasto máximo calculado y se tiene un ahorro en la excavación; que es muy posible que los niveles en el Gran Canal del Desagüe se eleven debido a los incrementos de las descargas, por lo cual, la pendiente menor y el diámetro mayor proporcionan una mayor garantía de tener una descarga libre; y que al diseñar el emisor un poco sobrado, permite tener cierta seguridad en cuanto a su funcionamiento futuro ya que existe, la posibilidad de que las zonas aledañas a la Unidad Morelos, se conecten a su sistema de drenaje.

En las figuras III.5 y III.6 se pueden ver la planta y el perfil del emisor, así como la planta de los colectores.



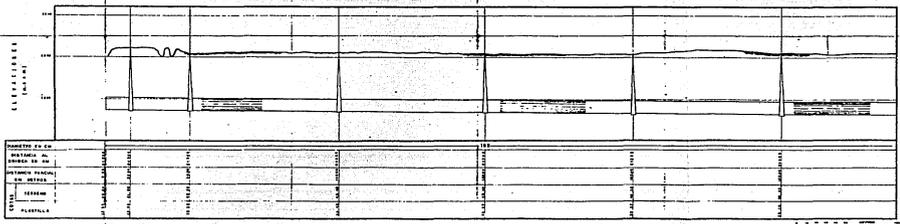
P L A N T A



CROQUIS DE LOCALIZACION

LEYENDA CONVENCIONAL

Linea de proyecto	-----	Manchales	-----
Canal	-----	Manchales	-----
Canal de drenaje	-----	Manchales	-----
Canal de drenaje	-----	Manchales	-----
Canal de drenaje	-----	Manchales	-----
Canal de drenaje	-----	Manchales	-----
Canal de drenaje	-----	Manchales	-----
Canal de drenaje	-----	Manchales	-----
Canal de drenaje	-----	Manchales	-----
Canal de drenaje	-----	Manchales	-----



P E R F I L

ESTACION	ALTIMETRIA	TIPO DE MANHOLE	TIPO DE TUBERIA						
0+00	1.20	M	12"	12"	12"	12"	12"	12"	12"
0+10	1.20	M	12"	12"	12"	12"	12"	12"	12"
0+20	1.20	M	12"	12"	12"	12"	12"	12"	12"
0+30	1.20	M	12"	12"	12"	12"	12"	12"	12"
0+40	1.20	M	12"	12"	12"	12"	12"	12"	12"
0+50	1.20	M	12"	12"	12"	12"	12"	12"	12"
0+60	1.20	M	12"	12"	12"	12"	12"	12"	12"
0+70	1.20	M	12"	12"	12"	12"	12"	12"	12"
0+80	1.20	M	12"	12"	12"	12"	12"	12"	12"
0+90	1.20	M	12"	12"	12"	12"	12"	12"	12"
0+100	1.20	M	12"	12"	12"	12"	12"	12"	12"

NOTAS:

1. Este proyecto está elaborado en base a un nivel de terreno de 1.20 m. A la hora de hacer el estudio se debe tener en cuenta el nivel de terreno real que se encuentre en el terreno.
2. En la parte de terreno y parte de proyecto se ha considerado un nivel de terreno de 1.20 m. A la hora de hacer el estudio se debe tener en cuenta el nivel de terreno real que se encuentre en el terreno.
3. Los alcantarillados están colocados en parte superior de terreno.

PROYECTO DEL COLECTOR

C A P I T U L O I V

DISEÑO DE LA PLANTA DE BOMBEO

Actualmente, en la Unidad Morelos se tiene un cárcamo provisional en operación, el cual es insuficiente para satisfacer las necesidades de esta zona, requiriéndose el equipamiento del cárcamo existente. Como se dedujo en capítulos anteriores, no es necesario construir un cárcamo para el bombeo de las aguas negras, pero se llevó a cabo por razones de tipo económico, ya que los agricultores de la zona usan el agua negra para riego y en este caso lo importante fue determinar las necesidades de agua para riego, estimándose que la demanda máxima es de 100 lps en época de estiaje.

Por este motivo al analizar el estudio de alternativas, se determinó que lo más recomendable es equipar al cárcamo con el equipo

necesario para proporcionar un gasto máximo de 100 lps y eliminar los excedentes con un emisor. Como el cárcamo está dividido en 3 secciones con diferentes profundidades, se tomó la parte menos profunda como sitio de descarga de los dos colectores ya mencionados anteriormente, también en este lugar se colocarán las rejillas de limpieza. La parte central del cárcamo será una zona de paso, ya que el equipo de bombeo se colocará en la sección más profunda del mismo, el emisor partirá también de esta sección a una profundidad de 6.0 m.

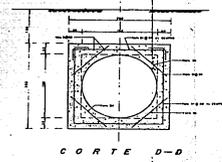
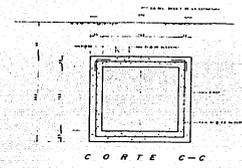
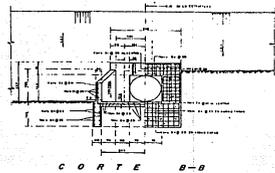
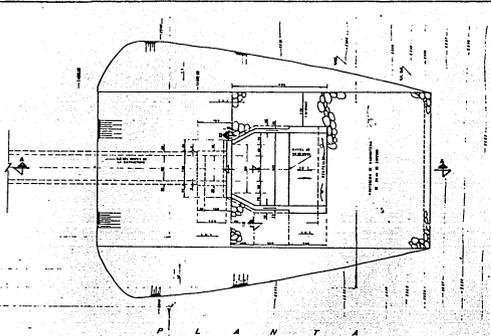
Se seleccionaron dos bombas de 50 lps cada una, considerando que eran las más adecuadas para este caso, cubriendo con ellas el gasto máximo, además de tener una cierta modulación del mismo.

En la figura IV.1.1 puede verse el detalle de llegada y de salida de los colectores en el cárcamo y en los planos 2 y 3 el proyecto electromecánico.

IV.1 Proyecto mecánico

IV.1.1 Datos de proyecto:

- Gasto máximo = 120 lps
- Gasto mínimo = 49 lps
- Cota de descarga = 2 241.04
- Cota piso inferior cárcamo = 2 228.29
- Cota nivel superior cárcamo = 2 239.64
- Número de equipos = 2



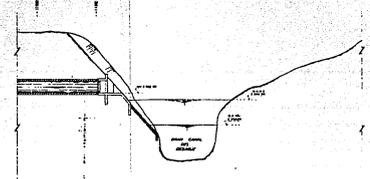
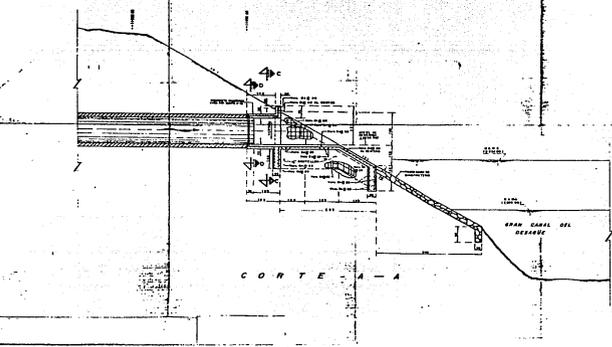
SECCIONES Y NESTOS DE BARRILLAS

CON SECCIONES DE BARRILLAS DE 1.50 M. DE DIAMETRO

SECCIONES Y NESTOS DE BARRILLAS

SECCIONES Y NESTOS DE BARRILLAS

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



NOTAS:

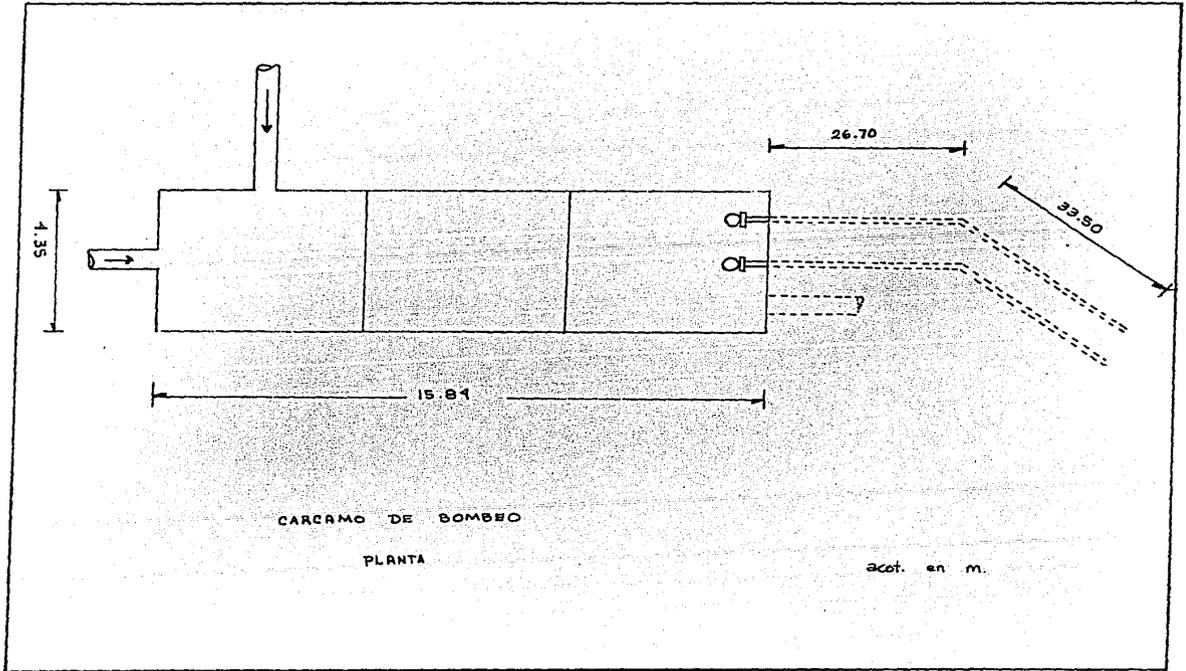
1. Sección de barrillas de 1.50 m. de diámetro.

2. Las barrillas de 1.50 m. de diámetro se colocan en el canal de descarga.

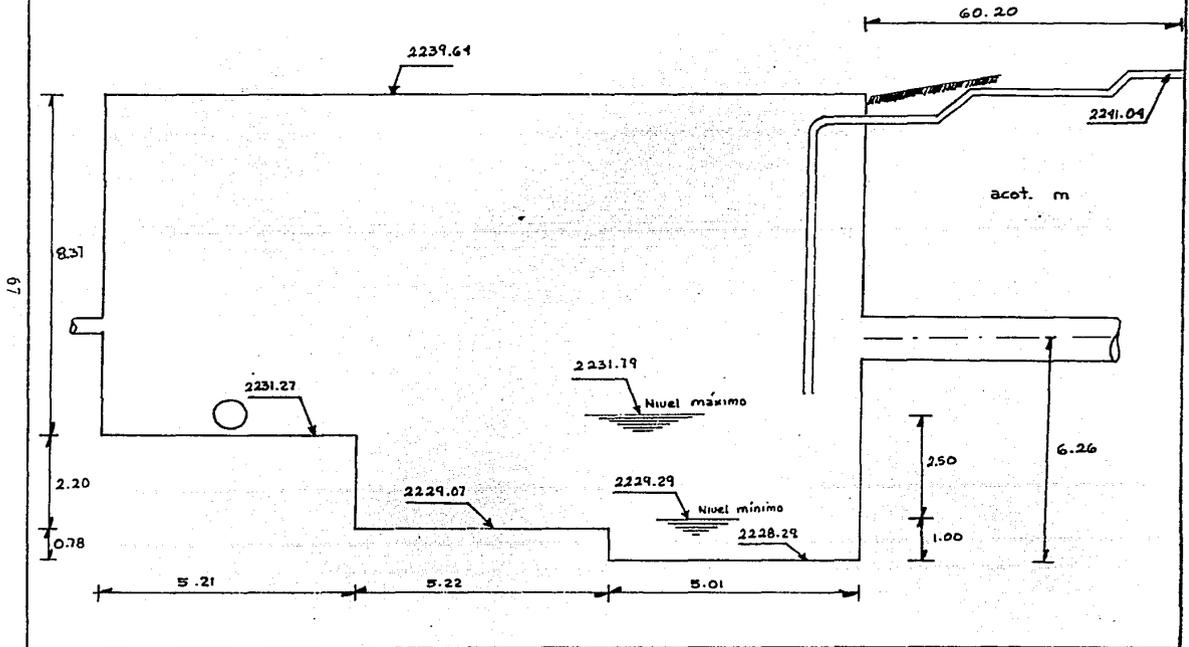
3. Las barrillas de 1.50 m. de diámetro se colocan en el canal de descarga.

ESTRUCTURA DE DESCARGA

ESTRUCTURA DE DESCARGA



CARCAMO DE BOMBEO
PERFIL



Se considera inicialmente un gasto por equipo de 50 lps, posteriormente, en la curva de la bomba propuesta, se observa que con una CDT de 11.55 m se obtienen 62.5 lps. Cada equipo descargará independientemente al canal.

IV.1.2 Dimensionamiento del cárcamo de bombeo

- Tiempo de retención de aguas negras

De acuerdo con las normas del WPCF, el tiempo de retención para evitar septicidad, no deberá ser mayor de 30 minutos. Sin embargo, en la antigua SRH usualmente se empleaba un tiempo de 45 minutos, los cuales serán considerados en este caso. Para el manejo de aguas pluviales no se considera limitante en el tiempo de retención.

$$Q_{\text{máx}} = 120 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{mín}} = 49 \text{ lps}$$

Volumen requerido:

$$\text{con } Q_{\text{máx}}: 0.120 \times 45 \times 60 = 324 \text{ m}^3$$

$$\text{con } Q_{\text{mín}}: 0.049 \times 45 \times 60 = 132.3 \text{ m}^3$$

Si se considera una diferencia de niveles del agua de 2.50 m, se tiene:

$$\text{volumen útil} = 109.5 \text{ m}^3$$

$$109.5 \text{ m}^3 < 324 \text{ m}^3$$

$$109.5 \text{ m}^3 < 132.3 \text{ m}^3$$

Por lo tanto, el cárcamo evita la septicidad.

- Ciclos de operación

Para garantizar una vida útil económica, tanto de los motores como de los transformadores, se deberá establecer un ciclo entre "arranque-paro-arranque" de una misma bomba, no menor de 15 minutos, para bombas chicas (50 lps), aunque en este caso el fabricante indica 15 posibles arranques por hora, o sea uno cada 4 minutos.

$$V = \frac{Qt}{4}$$

donde:

V = volumen mínimo requerido

Q = gasto de uno de los equipos

T = tiempo del ciclo

$$V = \frac{0.05 \times 15 \times 60}{4} = 11.25 \text{ m}^3$$

Como el arranque de los motores se turnará, este volumen se divide entre el número de motores (2)

$$V = \frac{11.25}{2} = 5.62 \text{ m}^3$$

$$\text{volumen útil} = 109.50 \text{ m}^3$$

$$5.62 \text{ m}^3 < 109.50 \text{ m}^3$$

Por lo anterior el cárcamo cumple con los ciclos de arranque

- Velocidad del agua en el cárcamo

Para la velocidad en el canal de distribución, de acuerdo a recomendaciones no deberá exceder de 0.61 m/s (2 pies/s). Suponiendo un canal de distribución de 1.50 m se tiene:

$$\text{Gasto} = 0.120 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Area nivel mínimo} = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad del agua} = \frac{0.120}{0.75} = 0.16 \text{ m/s}$$

como 0.16 m/s < 0.61 m/s se acepta la velocidad del agua

La velocidad de acercamiento en los equipos de bombeo, deberá ser del orden de 0.3 m/s (1 pie/s). Suponiendo una separación entre bombas de 1 m se tiene:

$$\text{Gasto} = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Area nivel mínimo} = 1 \times 1 = 1 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad del agua} = \frac{0.05}{1} = 0.05 \text{ m/s}$$

Como 0.05 m/s < 0.30 m/s, se acepta la velocidad en los equipos de bombeo.

IV.1.3 Carga dinámica total

Considerando un tubo cédula 20 de 8" de diámetro se tiene:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.05}{\frac{\pi (0.203)^2}{4}} = 1.49 \text{ m/s}$$

- Pérdidas en la tubería

Utilizando la fórmula de Manning

$$hf = \left(\frac{Qn}{Arh^{2/3}} \right)^2 L$$

$$n = 0.010 \text{ (para asbesto-cemento)}$$

$$hf_1 = \left(\frac{0.05 \times 0.010}{\frac{\pi(0.203)^2}{4}} \times \left(\frac{0.203}{4} \right) \right)^2 \times$$

$$\times 60.2 = 0.761 \text{ mca}$$

- Pérdidas en piezas especiales

$$5 \text{ codos de } 45^\circ \quad k = 0.16$$

$$1 \text{ codo de } 90^\circ \quad k = 0.25$$

$$1 \text{ succión} \quad k = 0.50$$

$$hf = \frac{kv^2}{2g}$$

$$hf_2 = [(0.16 \times 5) + (0.25 \times 1) + 0.50] \frac{(1.49)^2}{19.6} =$$

$$= 0.175 \text{ mca}$$

- Pérdidas por carga de velocidad

$$hf_3 = \frac{v^2}{2g} = \frac{(1.49)^2}{19.62} = 0.113 \text{ mca}$$

>

- Desnivel estático

máximo $2241.04 - 2 \cdot 229.29 = 11.75 \text{ m}$

normal $2241.04 - 2 \cdot 230.54 = 10.50 \text{ m}$

mínimo $2241.04 - 2 \cdot 231.79 = 9.25 \text{ m}$

- Carga dinámica total

$$\text{CDT} = \text{DE} + hf_1 + hf_2 + hf_3$$

CDT_{máx} = $11.75 + 0.761 + 0.175 + 0.113 = 12.80 \text{ mca (41.98')}$

CDT_{nor.} = $10.50 + 0.761 + 0.175 + 0.113 = 11.55 \text{ mca (37.88')}$

CDT_{min} = $9.25 + 0.761 + 0.175 + 0.113 = 10.30 \text{ mca (33.78')}$

- Potencia del motor

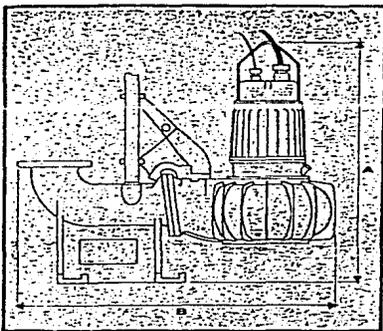
La potencia está fijada por el fabricante de la bomba, ya que es un solo conjunto el motor y la bomba. En este caso la potencia es de 15 HP

BOMBA PROPUESTA

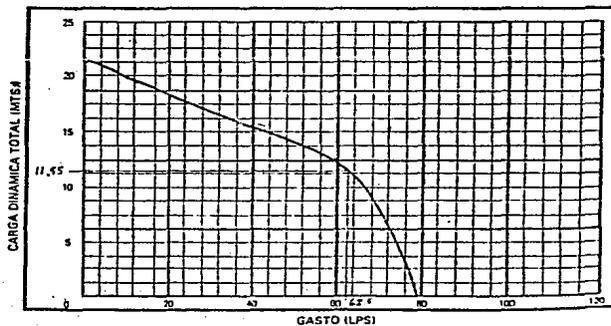
Marca	IMPEL
Tipo	Motobomba sumergible
Modelo	LG - 154 - 200
Potencia del motor	15 HP
Velocidad	1750 rpm
Tensión	220 v
Frecuencia	60 Hz
Diámetro nominal de descarga	203 mm
Fases	3

MODELO: LG-154-200

FECHA: abril 1983



DATOS GENERALES	
POTENCIA DEL MOTOR	15 H.P.
VELOCIDAD	1740 R.P.M.
TENSION	220/240 V.
CORRIENTE A 220 V.	40.8 amps.
FRECUENCIA	60 Hz
FASES	3
Ø NOMINAL DESCARGA	200 mm.
PASO DE ESFERA	90 mm.
INSTALACION	HUMEDA FLUJ.
PESO	350 kg.
MATERIALES	FERRO GRIS ACERO INOXIDABLE BRONCE
DIMENSIONES	
A. ALTURA	1150 mm.
B. LARGO	1190 mm.
C. ANCHO	490 mm.

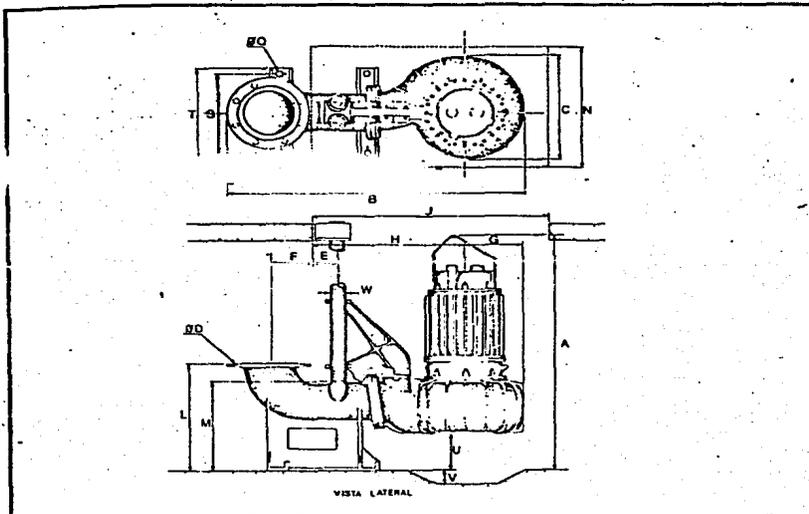


HECHO EN MEXICO POR:



TERMO MEXICANA, S.A. de C.V.

Los Jueces No. 76 México 19 DF. Tel. 543 2700



DIMENSIONES EN: mm			
A	1155	M	416
B	1195	N	800
C	490	P	397
D	203	Q	22.2
E	152	R	506
F	163	S	284
G	245	T	333
H	628	U	180
J	1200	V	70
K	147	W	64
L	514	X	93

Paso de esfera	90 mm
Instalación	húmeda fija
Peso	350 kg

IV.2 Proyecto eléctrico

De acuerdo con los cálculos efectuados en el proyecto mecánico, para cumplir con las necesidades de carga y gasto, se requiere una bomba con un motor de 15 HP, 220 V y 60 Hz, no obstante para tener mayor flexibilidad se optó por tener una en operación y otra de igual capacidad como reserva.

IV.2.1 Interruptor principal (de navajas con fusible)

De acuerdo con indicaciones de fabricantes de interruptores, para un motor de 15 HP, corresponderá un interruptor de 100 Amp con fusible de 100 Amp, para un voltaje de 220 V.

Considerando que en alguna ocasión pudieran operar los dos equipos de bombeo en forma simultánea, se tendrá:

I nom del motor de 15 HP

$$I = \frac{Hp \times 746}{1.76V \cdot \eta F.P}$$

$$I = \frac{15 \times 746}{1.73 \times 220 \times 0.86 \times 0.85} = 40.22 \text{ Amp}$$

Interruptor principal

$$I = 100 + 40.22 + I \text{ servicios}$$

$$I = 145.22 \text{ Amp} \quad I \text{ servicios} \approx 5 \text{ Amp}$$

El inmediato superior es de 3 x 200 Amp

- Fusibles principales

$$I = 100 + 40.22 + 5 = 145.22 \text{ Amp}$$

Se seleccionan fusibles de 150 Amp

IV.2.2 Combinación de interruptor termomagnético y arrancador magnético

- Interruptor

Para la selección del interruptor termomagnético consideramos un factor por temperatura y holgura de 70.4 por lo cual:

$$I_n = 40.22 \text{ Amp}$$

$$1.7 \times 40.22 = 68.37 \text{ Amp}$$

El interruptor termomagnético inmediato superior es de 3 x 70 Amp.

- Arrancador magnético

El arrancador para un motor de 15 hp, 220 V, 3 ϕ será a tensión reducida tipo autotransformador tamaño N2 el cual será combinado en caja NEMA 12 a prueba de polvo. El arranque será a tensión reducida de acuerdo con el inciso (a) de la sección 403.66 pág 150 de las Normas Técnicas para instalaciones Eléctricas de la SCFI, edición 81.

Elementos térmicos

Para la selección del elemento térmico, se consideró la corriente a plena carga del motor (40.22 A) y se seleccionó en tablas del fabricante de acuerdo a la clase tipo y tamaño del arrancador, resultando el elemento térmico de 40.2 - 45A (similar al B56 de Square'D)

Conductor y conduit alimentador al motor

Considerando la corriente a plena carga de 40.22 Amp y el factor de sobrecarga del 25% recomendado por las NTIE-81 se tiene:

$$1.25 \times 40.22 = 50.28 \text{ Amp}$$

De acuerdo a la tabla 302.4 de la NTIE-81, se selecciona un conductor calibre 6 AWG, aislamiento THW, 75°C, 600 volts, con una ampacidad de 65 Amp e irán alojados los tres conductores en tubo conduit de 25 mm de diámetro.

IV.2.3 Conductor del interruptor principal a los interruptores derivados

$$I = (40.22 \times 1.25) + 40.22 + 5 = 95.49 \text{ Amp}$$

El conductor adecuado es el No. 2 AWG, con aislamiento THW, 75°C, 600 V, con una ampacidad de 115 Amp e irán alojados los tres conductores en un tubo conduit de 32 mm de diámetro, con un hilo neutro del No. 8 AWG.

IV.2.4 Sistema de tierras

Suponiendo un valor máximo de corto circuito de 10,000 Amp. sim, en el punto de acometida de CFE. Tiempo de apertura del dispositivo de protección = 0.015 seg.

a) Calibre del conductor

Factor de decremento = 1.65

$$A = 10.6 I \sqrt{S}$$

$$A = 10.6 \times 10,000 \times \sqrt{0.015} \times 1.65$$

$$A = 21,420 \text{ cm}$$

Lo cual corresponde a un calibre No. 2 AWG, no obstante por razones de resistencia mecánica se utilizará cable semiduro desnudo calibre 1/o AWG.

b) Determinación del número de varillas

Considerando un terreno con $3\,000 \Omega/\text{cm}^3$ o sea 3052 m, por lo tanto tendremos:

Fórmula para 2 varillas espaciadas más de 3.05 m

$$R = \frac{\zeta}{4\pi L} \left(\log e \frac{4L}{a} - 1 \right) + \frac{\zeta}{4\pi S} \left(1 - \frac{L^2}{35^8} + \frac{2L^4}{55^4} \right)$$

donde:

ζ = Resistividad del terreno en Ω/cm^3

L = Longitud de la varilla en cm

a = Radio de la varilla en cm

S = espaciamiento de 2 varillas = 8 m

R = resistencia del sistema en Ω

$$R = 4.95 + (0.298 \times 1.00 \ 845)$$

$$R = 4.95 + 0.3 = 5.25 \ \Omega$$

El cual es un valor aceptable, porque las Normas Técnicas especifican valores menores de 25Ω

IV.2.5 Alumbrado exterior

Para el alumbrado exterior de la planta se ha considerado un luminar punto de poste con distribución fotométrica cuadrada, con lámpara de vapor de mercurio de 250 watts, 127 volts, en poste de acero de 3.65 m de longitud de caña y celda fotoeléctrica integrada. Con este luminario a una distancia de 10 m, como puede observarse en la curva 150 wx del luminario con lámpara de V.M. de 250 W H-375kc/c, color corregido, 11 500 lúmenes (anexa), se tendrá:

Relación de la distancia transversal a la altura de montaje:

$$\frac{10}{3.65} = 2.74$$

Entrando con este valor a la curva, tenemos un nivel luminoso de 0.35 footcandel o su equivalente en luxes $0.35 \times 10.7 = 3.74$ luxes. El valor luminoso es aceptable si se considera que no se tendrá operador en la planta.

Continúa Tabla 302.3

NOMBRE COMERCIAL	TIPO	TEMP. MAX. °C	MATERIAL AISLANTE	CUBIERTA EXTERIOR	UTILIZACION
Cambrey Barnizado	V	85	Asbesto y Cambrey Barnizado	No metálica	Locales secos
				Forro de plomo	Locales húmedos y secos
Asbesto y Cambrey Barnizado	AVB	90	Asbesto impregnado y Cambrey Barnizado	Malla de alambre retráctil o de lana	Alambrado de tableros en locales secos
	AVL	110		Forro de plomo	Locales húmedos y secos
	AVA	110		Malla de asbesto o vidrio	Locales secos
Asbesto	AIA	125	Asbesto (apoyado)	Con malla de asbesto o vidrio	Locales secos únicamente, instalaciones a la vista. En instalaciones ocultas para conductores que van a aparatos o están en su interior
	AI	125	Asbesto impregnado	Sin malla de asbesto	Locales secos únicamente. En instalaciones para conductores que van a aparatos o están en su interior. Lápido a 300 V.
	A	200	Asbesto	Sin malla de asbesto	Locales secos únicamente. En instalaciones para conductores que van a aparatos o están en su interior. Lápido a 300 V.
	AA	200	Asbesto	Con malla de asbesto o vidrio	Locales secos únicamente. En instalaciones para conductores que van a aparatos o están en su interior. Lápido a 300 V.
Papel	PILC	85	Papel impregnado	Forro de plomo	Para conductores de armaduras multicapa cuya designación se refiere a las características de la cubierta o forro de cable y no a la del aislamiento del conductor.

* Este tipo corresponde a cables multicapa cuya designación se refiere a las características de la cubierta o forro de cable y no a la del aislamiento del conductor.

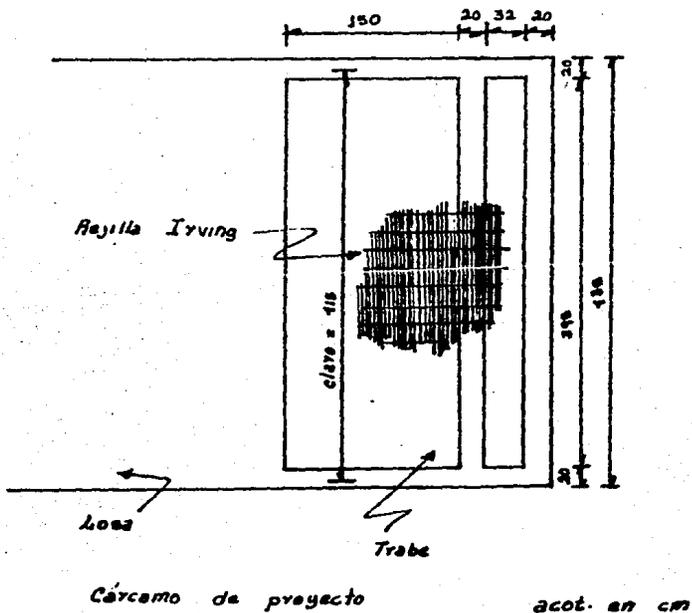
Tabla 302.4
Capacidad de corriente de conductores de cobre aislados (amperes)

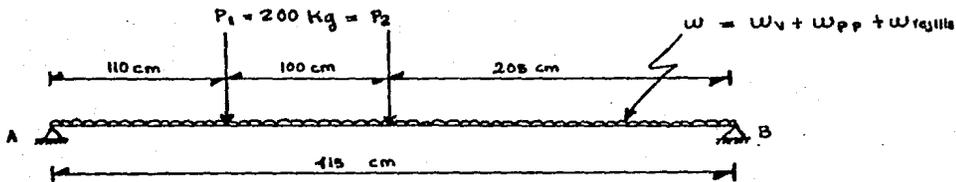
Temperatura máxima del aislamiento	60 °C		75 °C		85 °C		90 °C	
	TIPO W, RW, T, TW, TRD, MTW		RH, MH, TH, H, THN, THW, DF, MHV		PILC, V, MI		TA, TUS, SA, AVD, SIS, FEP, TEP, RTH, THHN, MTG, EP, XHHW	
Cable ASG IECM	En tubería o cable		En tubería o cable		En tubería o cable		En tubería o cable	
	Al aire	Al aire	Al aire	Al aire	Al aire	Al aire	Al aire	Al aire
14	15	20	15	20	25	30	25	30
12	20	25	20	25	30	35	30	35
10	30	40	30	35	40	55	35	45
3	40	55	45	65	50	75	50	70
6	55	80	65	95	70	105	75	100
4	70	105	85	125	90	135	90	135
3	80	120	100	145	105	155	105	155
2	95	140	115	170	120	180	120	180
1	110	165	130	195	140	210	140	210
1	125	195	150	230	155	245	155	245
75	145	225	175	265	185	285	185	285
60	165	250	200	310	210	330	210	330
40	195	300	230	360	235	385	235	385
25	215	310	245	385	270	425	270	425

IV.3 Diseño estructural

IV.3.1 Diseño de la trabe que soportará a las bombas en el cárcamo.

La trabe soportará 2 bombas sumergibles para desagües y lodos cuyo peso es de 173 kg con todos sus accesorios de cada una. Para efectos de cálculo se tomará un peso de 200 kg. El piso que se tendrá sobre la trabe será a base de rejilla Irving, cuyo peso es de 30.69 kg/m², siendo el área tributaria de 1.10 m² por metro de trabe. El claro a salvar es de 4.15 m y se considera que la trabe estará simplemente apoyada en ambos extremos.





$$W_v = 150 \text{ kg/m}^2 \times 1.10 \text{ m} = 165 \text{ kg/m}$$

$$W_{pp} = 1.0 \times 0.2 \times 0.2 \times 2400 = 96 \text{ kg/m}$$

$$W_{rejilla} = 30.69 \text{ kg/m}^2 \times 1.10 \text{ m} = 33.76 \approx 34 \text{ kg/m}$$

$$W = W_v + W_{pp} = W_{rejilla} = 165 + 96 + 34 = 295 \text{ kg/m}$$

$$\Sigma M_a = \frac{295 \times (4.15)^2}{2} + (1.1 \times 200) + (2.1 \times 200) -$$

$$- (4.15 \times R_B) = 0$$

$$\Sigma M_a = 2540.32 + 220 + 420 - 415 R_B = 0$$

$$\Sigma M_a = 3180.32 - 4.15 R_B = 0$$

$$R_B = \frac{3180.32}{4.15} = 766.34 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_y = R_A - 200 - 200 - 1,224.35 + 766.34 = 0$$

$$R_A = 857.91 \text{ kg}$$

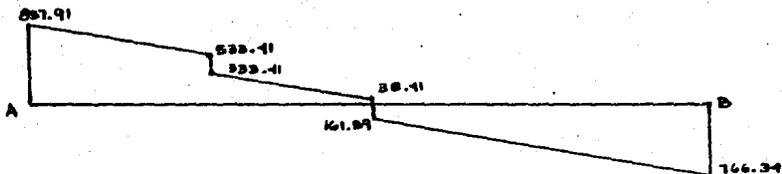
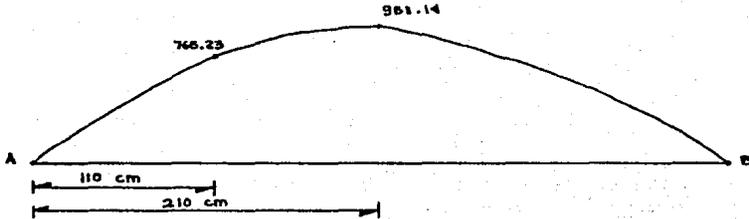


Diagrama de Fuerzas Cortantes

$$V_{\text{máx}} = 857.91 \text{ kg}$$



$$M_{\max} = 951.14 \text{ kg.m}$$

Constante de cálculo:

$$R = 10$$

$$r = 5$$

$$j = 0.867$$

$$k = 15.6$$

$$R = \frac{n}{n+r} = \frac{10}{10+5} = 0.4$$

$$V_c = 0.29 \sqrt{f'c} = 0.29 \sqrt{200} = 4.1 \text{ kg/cm}^2$$

Materiales :

$$\text{concreto } f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'c = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{acero de refuerzo } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.5 f_y = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño:

Peralte por flexión

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{95,114}{15.6 \times 20}} = 17.46 \text{ cm}$$

quedando de la siguiente forma:

$$b = 20 \text{ cm}; d = 17.5 \text{ cm}; r = 2.5 \text{ cm y } h = 20 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{95.114}{2000 \times 0.867 \times 17.5} = 3.13 \text{ cm}^2$$

para $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$ se utilizan 2 varillas # 5

- Revisión por cortante

$$v = \frac{V}{j b d} = \frac{857.91}{0.867 \times 20 \times 17.5} = 2.83 \text{ kg/cm}^2$$

como $v < 4.1 \text{ kg/cm}^2$, pasa por cortante

Por especificaciones los estribos se pondrán como sigue:

varillas 25 ● 20 cm

2 varillas # 5



IV.3.2

Atraques y silletas

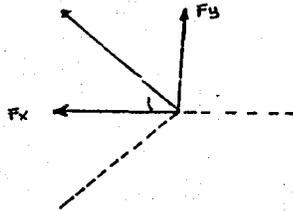
Diámetro = 0.203 m (8")

Area = 0.0323 m²

Gasto = 0.050 m³/s

Velocidad = 1.49 m/s

Carga dinámica = 13.13 mca



$$F_x = (AH \gamma + Qv \gamma/g) \cos \alpha$$

$$F_y = (AH \gamma + Qv \gamma/g) \sin \alpha$$

$$F_x = [(0.0323 \times 13.13 \times 1000) +$$

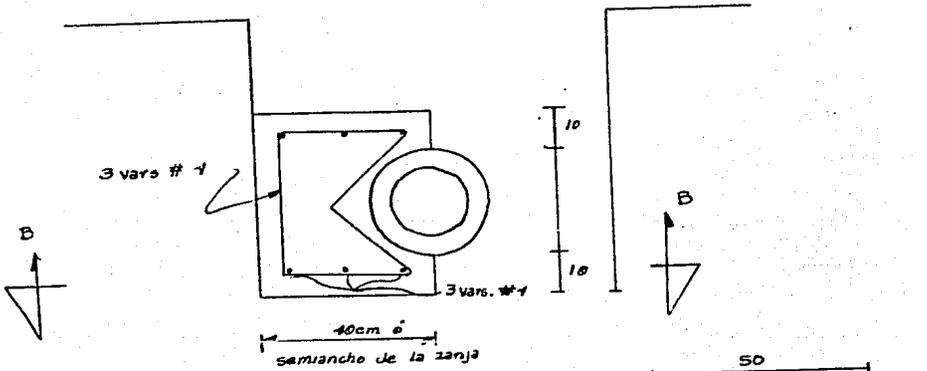
$$+ (\frac{0.05 \times 1.49 \times 1000}{9.81})] \cos 45^\circ = 304 \text{ kg}$$

$$f_y = 34 \text{ kg}$$

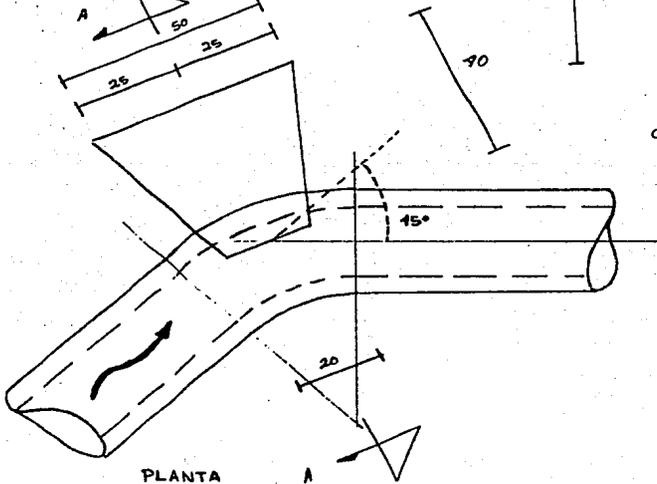
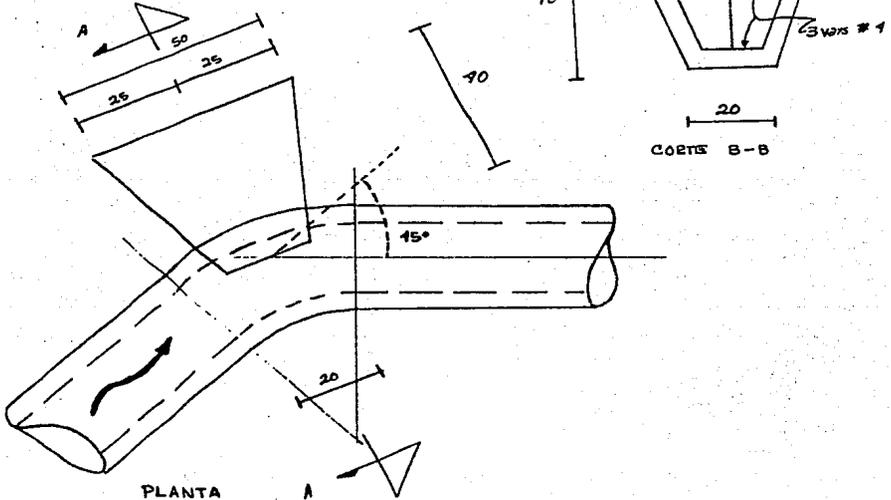
$$R = \sqrt{(304)^2 + (304)^2} = 430 \text{ kg}$$

$$T = 5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = \text{capacidad de carga considerada}$$

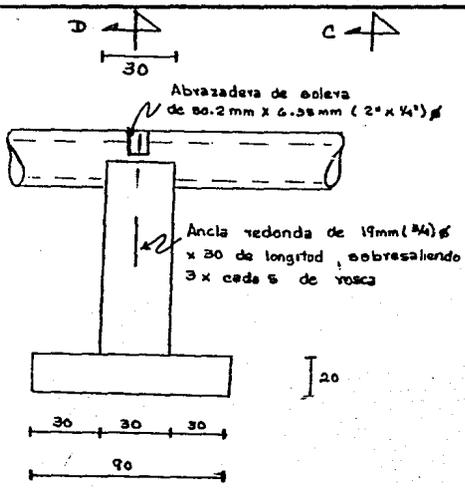
CORTE B-B



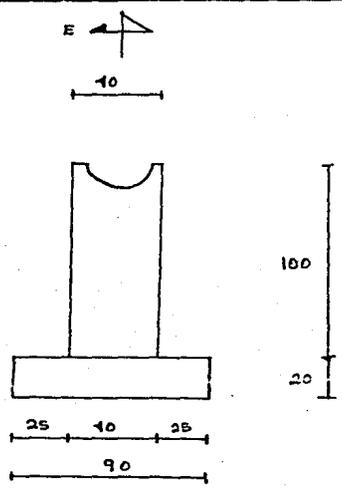
CORTE A-A



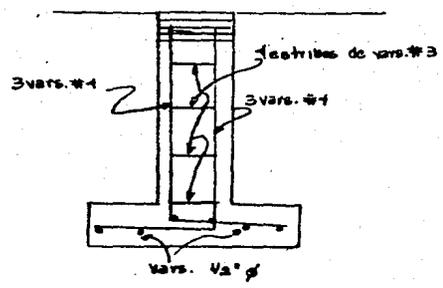
DEFLEXION HORIZONTAL



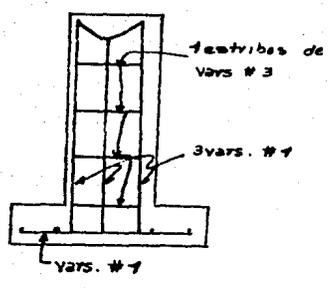
SILLOTA



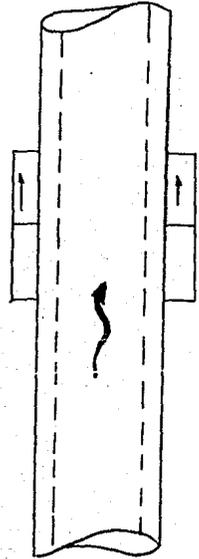
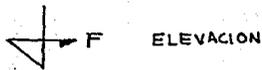
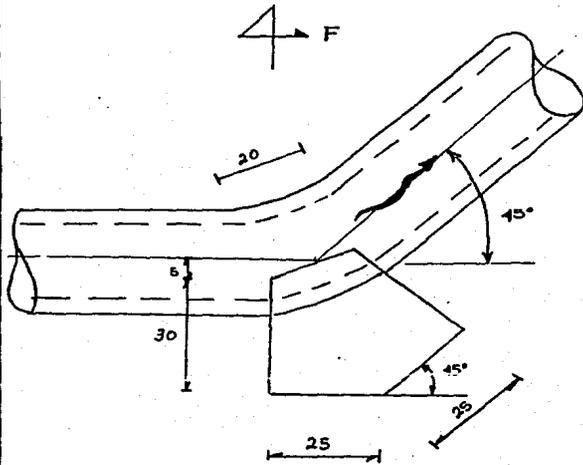
VISTA E-E



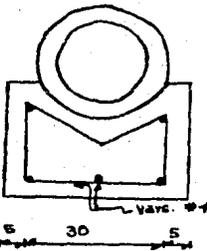
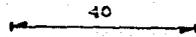
CORTE E-E



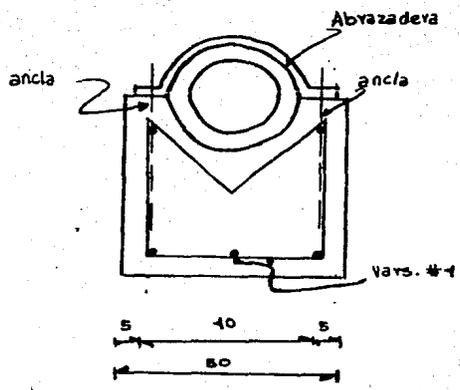
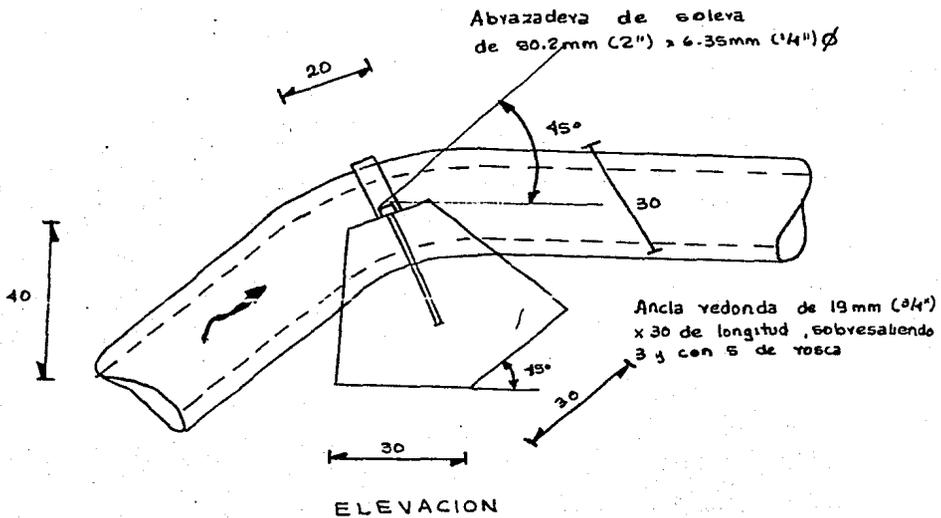
CORTE D-D



PLANTA



CORTE F-F



IV.3.3 Estructura de descarga al Gran Canal

Diámetro de la tubería = 1.52 m

1) Conducto cuadrado a la salida del tubo

$$B = H = 1.52 \text{ m}$$

Se considera para el cálculo que el terreno llega hasta el límite del muro de cabeza

$$h = 0.75 - 0.25 + \frac{1.40}{1.5} = 1.43 \text{ m} \approx 1.45 \text{ m}$$

peso volumétrico del relleno = 1 800 kg/m³

1.1) Cargas de diseño para conducto vacío con cargas exteriores máximas

a) Carga sobre la losa superior

$$\text{Relleno de tierra: } 1,800 \times 1.45 = 2,610 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio: } 2,400 \times 0.25 = \frac{600 \text{ kg/m}^2}{}$$

$$\text{Carga total: } W_1 = 3,210 \text{ kg/m}^2$$

b) Carga sobre la losa interior

$$\text{muros: } \frac{0.25 \times 1.52 \times 2.400}{1.52 \times (2 \times 0.25)} \times 2 = 903 \text{ kg/m}^2$$

$$W_1 + 903 = 3,210 + 903 = 4,113 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga total: } W_2 = 4,113 \text{ kg/m}^2$$

c) Carga sobre las losas laterales

Considerando que el empuje de tierras actúa de eje a eje de la losa superior e inferior

$$h_1 = 1.45 + \frac{0.25}{2} = 1.575 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.45 + 0.25 + 1.52 + \frac{0.25}{2} = 3.345 \text{ m}$$

Coefficiente de empuje : $k = 0.286$

$$W_3 = k W_T h_1 = 0.286 \times 1,800 \times 1.575 = 811 \text{ kg/m}^2$$

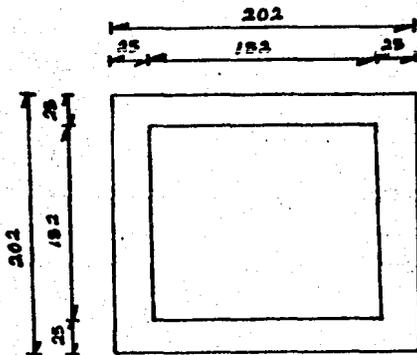
$$W_5 = k W_T h_2 = 0.286 \times 1,800 \times 3.345 = 1,722 \text{ kg/m}^2$$

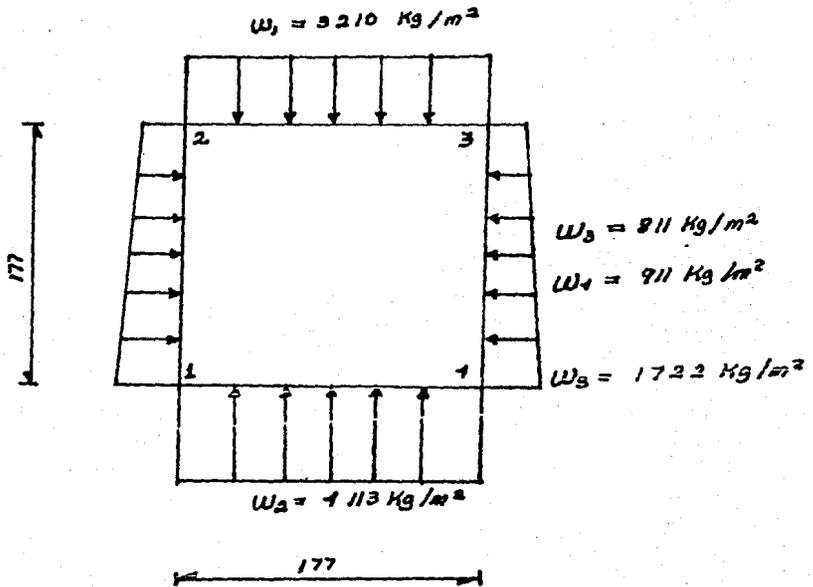
$$W_4 = W_5 - W_3 = 1,722 - 811 = 911 \text{ kg/m}^2$$

1.2)

Momentos iniciales de empotramiento

$$L_1 = L_2 = 1.52 + 0.25 = 1.77 \text{ m}$$





$$\text{losa superior: } M_{2-3} = \frac{W_1 L_1^2}{12} = \frac{3,210 (1.77)^2}{12} = 838 \text{ kg.m}$$

$$\text{losa inferior: } M_{1-4} = \frac{W_2 L_1^2}{12} = \frac{4,113 (1.77)^2}{12} = -1074 \text{ kg.m}$$

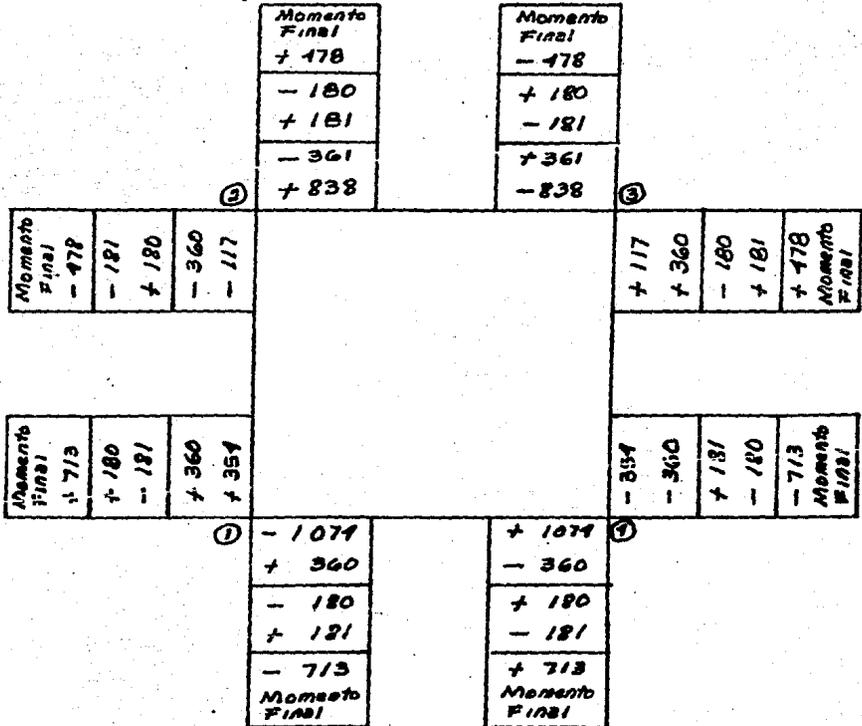
losa lateral

$$M_{2-1} = \frac{W_3 L_2^2}{12} - \frac{W_4 L_2^2}{30} = \frac{811 (1.77)^2}{12} - \frac{911 (1.77)^2}{30} = -117 \text{ kg.m}$$

$$M_{1-2} = \frac{W_3 L_2^2}{12} + \frac{W_4 L_2^2}{20} = \frac{811 (1.77)^2}{12} + \frac{911 (1.77)^2}{20} = 354 \text{ kg.m}$$

1.3) Momentos finales de empotramiento

Aplicando el método de Cross, y como se tiene espesor constante y conducto cuadrado, los factores de distribución son iguales a 0.5.



1.4 Estudio de piezas

a) Losa superior ($W_1 = 3,210 \text{ kg/m}^2$; $L_1 = 1.77 \text{ m}$)

Momento y cortantes a los ejes. Aceptando como momentos negativos los que producen tensión en las caras exteriores tenemos:

$$M_{2-3} = M_{3-2} = -478 \text{ kg.m}$$

$$V_{2-3} = V_{3-2} = \frac{W_1 b_1}{2} = \frac{3210 \times 1.77}{2} = 2841 \text{ kg}$$

ecuación del momento:

$$M_{2-3} + V_{2-3} X - \frac{W_1 x^2}{2} = -478 + 2841 x - \frac{3210 x^2}{2}$$

momento máximo positivo

$$x = \frac{L_1}{2} = \frac{1.77}{2} = 0.89 \text{ m}$$

$$M (+) = 779 \text{ kg.m}$$

b) Losa inferior

Momento y cortantes a los ejes

$$M_{1-4} = M_{4-1} = -713 \text{ kg.m}$$

$$V_{4-1} = V_{1-4} = \frac{W_2 L_2}{2} = \frac{4,113 \times 1.77}{2} = 3640 \text{ kg}$$

ecuación del momento

$$M = M_{1-4} + V_{1-4} X - \frac{W_2 x^2}{2} = -713 + 3640 x - \frac{4113 x^2}{2}$$

momento máximo positivo

$$x = 0.89 \text{ m}$$

$$M(+)= 898 \text{ kg.m}$$

e) Losa lateral

Momentos y cortantes a los ejes

$$M_{2-1} = - 478 \text{ kg. m}$$

$$M_{1-2} = 713 \text{ kg. m}$$

$$\text{Visost. } 2-1 = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{6} = \frac{811 \times 1.77}{2} + \frac{911 \times 1.77}{6} = 986 \text{ kg}$$

$$\text{Visost. } 1-2 = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{3} = \frac{811 \times 1.77}{2} + \frac{911 \times 1.77}{3} = 1,255 \text{ kg}$$

$$\text{Vhiper.} = \frac{M_{2-1} - M_{1-2}}{L_2} = \frac{713 - 478}{1.77} = 133 \text{ kg}$$

$$V_{2-1} = 986 - 133 = 853 \text{ kg}$$

$$V_{1-2} = 1255 + 133 = 1,388 \text{ kg}$$

ecuación del momento

$$M = M_{2-1} + V_{2-1} X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6L_2}$$

$$M = - 478 + 853 x - \frac{811 X^2}{2} - \frac{911 X^3}{6 \times 1.77}$$

Momento máximo positivo

$$x = \frac{-W_3 + \sqrt{W_3^2 + \frac{2V_{2-1}W_4}{L_2}}}{\frac{W_4}{L_2}} = \frac{-811 + \sqrt{(811)^2 + \frac{2(853)(911)}{1.77}}}{\frac{911}{1.77}}$$

$$X = 0.83 \text{ m}$$

$M_{(+)} = -98 \text{ kg}\cdot\text{m}$, no se presenta momento positivo

1.5) Diseño del conducto

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'c = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.43$$

$$k = \frac{n}{n + \frac{f_s}{f_c}} = \frac{9.43}{9.43 + \frac{2000}{90}} = 0.298$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.90$$

$$R = \frac{1}{2} f_c k j = 12.07$$

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{R}} = 0.288$$

$$V_c = 0.292 \sqrt{f'c} = 4.13 \text{ kg/cm}^2$$

Se diseña con el valor del momento máximo, negativo y positivo,
o con el valor del cortante máximo

Momento máximo positivo

$$M(+)=898 \text{ kg.m, en losa inferior}$$

Momento máximo negativo

$$M_{1-4} = - 713 \text{ kg.m}$$

Cortante máximo

$$V_{1-4} = 3 \text{ 640 kg}$$

Peralte necesario:

$$d_m = 0.288 \sqrt{898} = 8.63 \text{ cm}$$

$$d_v = \frac{3.640}{4.13 \times 100} = 8.81 \text{ cm}$$

Peralte adoptado:

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

$$r = 12.5 \text{ cm}$$

$$e = 25.0 \text{ cm}$$

se armará al centro

Refuerzo principal

$$A_s = \frac{89.800}{2 \text{ 000} \times 0.90 \times 12.5} = 3.99 \text{ cm}^2, \text{ vars } 1/2" \phi \bullet 32 \text{ cm}$$

Refuerzo por temperatura:

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2, \text{ vars } 1/2" \phi \bullet 20 \text{ cm}$$

Refuerzo adoptado

Principal: vars 1/2" ϕ \odot 20 cm y al centro

Temperatura: vars 1/2" ϕ \odot 20 cm

Revisión por adherencia:

Adherencia permisible

$$\mu_p = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{200}}{1.27} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

cortante máximo = 3 640 kg

suma de perímetros (vars. 1/2" ϕ \odot 20 cm)

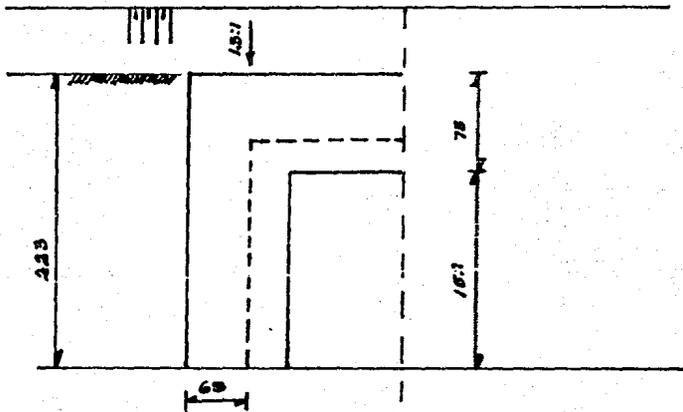
$$E_o = 20 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{V}{E_o j d} = \frac{3\ 640}{20 \times 0.90 \times 12.5} = 16.18 \text{ kg/cm}^2$$

∴ el refuerzo es adecuado por adherencia

2) Muro de cabeza

Se consideró para el cálculo que el relleno llega hasta la parte superior del muro. Se calculó como voladizo empotrado en el conducto rectangular en la parte superior y a los lados, y soportando una sobrecarga, es decir una pendiente de material por encima de la parte superior. La sección más desfavorable es la lateral y se calculó la parte inferior con $L = 0.65 \text{ m}$.



El coeficiente de empuje debido a la sobrecarga es $k = 0.833$

$$W = 0.833 W_{th} = 0.833 \times 1,800 \times 2.23 = 3,344 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = 3344 \times 0.65 = 2,174 \text{ kg}$$

$$M = \frac{3,344 \times (0.65)^2}{2} = 706 \text{ kg.m}$$

$$dv = \frac{2,174}{4.13 \times 100} = 5.3 \text{ m}$$

$$dm = 0.288 \sqrt{706} = 7.7 \text{ cm}$$

se adopta:

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

$$r = 12.5 \text{ cm}$$

$$e = 25.0 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{70\ 600}{2\ 000 \times 0.90 \times 12.5} = 3.14 \text{ cm}^2, \text{ vars } 1/2'' \text{ } \phi \text{ } \odot \text{ } 40 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \text{vars } 1/2'' \text{ } \phi \text{ } \odot \text{ } 20 \text{ cm}$$

\(\therefore\) se aceptan vars. 1/2'' ϕ \odot 20 cm en ambas direcciones y al centro

3) Muros laterales

Se consideraron como muros en voladizo y con una altura máxima de 2.23 m, aun cuando la altura real sea un poco menor.

coeficiente de empuje: $k = 0.286$

$$E = \frac{1}{2} W_T h^2 k = \frac{1}{2} \times 1\ 800 \times (2.23)^2 \times 0.286 = 1280 \text{ kg}$$

$$y = \frac{h}{3} = \frac{2.23}{3} = 0.74 \text{ m}$$

$$M = E y = 1280 \times 0.74 = 947 \text{ kg.m}$$

$$dM = 0.288 / 947 = 8.9 \text{ cm}$$

$$dv = \frac{1280}{4.13 \times 100} = 3.1 \text{ cm}$$

se adopta:

$$d = 17.5 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$e = 25.0 \text{ cm}$$

$$As = \frac{94,700}{2000 \times 0.90 \times 17.5} = 3.01 \text{ cm}^2, \text{ vars. } 1/2" \text{ } \phi \text{ } \bullet \text{ } 42 \text{ cm}$$

$$As_t = 0.0025 \times 25 \times 100 = 6.25 \text{ cm}^2, \text{ vars, } 1/2" \text{ } \phi \text{ } \bullet \text{ } 20 \text{ cm}$$

$$\therefore As = \text{vars } 1/2" \text{ } \phi \text{ } \bullet \text{ } 20 \text{ cm}$$

$$As_t = \text{vars } 1/2" \text{ } \phi \text{ } \bullet \text{ } 20 \text{ cm}$$

IV.4 Rectificación del canal de riego

Debido a que la sección del canal de riego es variable y tiene una pendiente irregular, se consideró necesario proponer una rectificación del mismo. Para determinar la sección más adecuada, se obtuvo una sección media del canal, obteniendo como resultado una de tipo trapecial con ancho de plantilla de 1.75 m y un talud de 0.75. Esta sección se tendrá a lo largo de todo el canal, excepto en el puente para cruzar el camino de terracería, ya que en este lugar la sección es circular de concreto de 1.07 m de diámetro.

Para la pendiente se consideraron las restricciones que el curso del canal imponía, por este motivo se definieron tres tramos, cada uno con diferente pendiente. El primero de ellos se inicia en el sitio de descarga de las bombas y termina en el puente para cruzar el camino de terracería, tiene una longitud de 950 m y una pendiente de 1.5 milésimas; el segundo tramo es el puente con una longitud de 10 m, una pendiente de 15 milésimas y una sección circular; finalmente el tercer tramo tiene una longitud de 65 m, este inicia en el puente y termina en el Gran Canal

de Desagüe con una pendiente de 57.5 milésimas. Para el cálculo de las pendientes se consideró la rehabilitación de la tubería inferior del puente, la cual actualmente se encuentra azolvada.

Una vez establecido lo anterior, se procedió a determinar el perfil del flujo a lo largo del canal, con el fin de detectar posibles desbordamientos. Para esto, se obtuvo la pendiente crítica para las secciones trapecial y circular resultando ser de 22.4 y 5 milésimas respectivamente, con lo cual puede decirse que el flujo será subcrítico hasta el puente y supercrítico del puente hasta el Gran Canal, por lo tanto, la revisión de los tirantes se hizo solamente para el régimen subcrítico.

Suponiendo que se tendrá el tirante crítico al inicio del puente se procedió a calcular la distancia a la cual se tendría el tirante normal, obteniéndose una de 12.16 m, así que a partir del cadenamiento 0 + 937.84 y hacia aguas arriba, se tendrá el tirante normal (0.156 m) en el canal de riego. Todo lo expuesto se encuentra representado en la figura IV.4.

CAPITULO V

ESPECIFICACIONES

V.1 Cantidades de obra y antepresupuesto

En todos los proyectos realizados se determinaron las cantidades de obra y, con los precios unitarios de CEAS, se obtuvo el antepresupuesto, resumiéndose lo anterior en lo siguiente:

a. Cantidades de obra

Volumen de excavación	31,587.97	m ³
Volumen de plantilla	804.62	m ³
Volumen de relleno	30,783.35	m ³
Volumen de acarreo	1,981.55	m ³
Tubería de concreto reforzado	1,092.00	m

Cajas de visita	8 pza
Brocales y tapas para cajas de visita	8 pza

b. Antepresupuesto

Emisor	83'670,478.77
Colector de llegada	3'898,162.67
Estructura de descarga	1'005,952.91
Proyecto mecánico	8'319,659.00
Proyecto eléctrico	1'252,431.00
T O T A L	\$ 98'146,684.35

V.2 Especificaciones del emisor

V.2.1 Excavaciones

a) Dimensiones y longitudes de las cepas

El ancho de ellas será en general el que deje 15 cm, libre a cada lado de la campana del tubo no siendo nunca menor de 60 cm y variando con la profundidad de acuerdo con el cuadro relativo indicado en las figuras.

La profundidad será fijada en las figuras y la longitud de excavación es conveniente que no exceda de 100 m, adelante de los tramos donde ya se instalan tuberías, dependiendo de las condiciones de estabili-
dad del terreno, infiltraciones, etc.

b) Almacenamiento de material excavado

El producto de la excavación se depositará en las cer canías de las cepas, a uno o ambos lados, pero dejando en uno de ellos un pasillo libre de sesenta (60) centímetros de ancho, entre la orilla de la cepa y el producto excavado, donde quedarán alojados los estaca dos de los trazos

c) Drenaje

No debe permitirse trabajo alguno mientras haya agua en las excavaciones. En caso de que esto suceda, se procederá a desalojar por bombeo o cualquier otro procedimiento el agua que brote o se acumule en ellas haciendo la conducción de la misma hasta el lugar de su extracción por medio de una pequeña cuneta situada a lo largo de la cepa, ya que en la etapa de junteo de las tuberías alojadas en las excavaciones, es requisito indispensable que dichas excavaciones permanezcan secas hasta efectuarse el relleno apisonado.

En algunos casos se puede permitir el uso de tuberías de alcantarillado ya terminadas para la extracción del agua de las excavaciones, siempre que antes de ponerse definitivamente en servicio se efectúe la lim pieza completa de los tramos utilizados para ese fin.

V.2.2

Plantilla consolidada con cama de apoyo

En caso de que las condiciones del terreno, no tenga la consistencia debida, se hará necesario el colocar una plantilla compactada como apoyo para la tubería, de 10 cm de espesor mínimo, de pedacería de tabique, tezontle, piedra triturada o algún otro material adecuado, apisonándola con adición de agua hasta obtener una compactación suficiente y homogénea en todas sus partes y el cierre máximo del poro y las juntas de la pedacería de tabique o piedra, además la parte central de dicha plantilla será redondeada y tendrá debidamente localizadas las conchas donde se alojen las campanas para la garantía de las tuberías en toda su longitud. Esta plantilla deberá ser construida inmediatamente antes de tender la tubería.

V.2.3 Relleno apisonado de cepas

La primera parte deberá hacerse invariablemente con tierra libre de piedras cuidando que quede bien colocado y compactado, tanto en la parte baja como en los lados y sobre el lomo del tubo una altura de 30 cm sobre él.

Efectuando ese primer relleno, se podrá continuar utilizando el producto de la excavación por capas de espesor máximo de 20 cm las que serán debidamente humedecidas y apisonadas con pisón de mano.

Todo el material sobrante de la excavación después de haber formado sobre la cepa el llamado lomo de toro de unos 15 cm de altura deberá retirarse.

V.2.4 Pozos de visita

Estas estructuras deben de construirse a medida que se coloquen las tuberías, no siendo conveniente el que existan más de 300 m de tubería tendida sin que estén terminadas las estructuras.

La cimentación de los pozos deberá construirse antes de colocar las tuberías para evitar la necesidad de excavar bajo los extremos de los tubos ya que estos pueden desalojarse.

La mampostería para estas estructuras será de tabique común, con mortero de cemento 1:3 en peso llenando los requisitos que al final se indican, además las hiladas deberán quedar horizontales y con juntas de espesor no mayor de 1.5 cm cuatrapeadas verticalmente.

El paramento interior deberá recubrirse con aplanado de mortero de cemento 1:3 en peso, usándose conchas para la construcción y comprobación de su sección, dicho aplanado tendrá un espesor de 1 cm y se terminará con llana o regla puliéndolo con fino de cemento, deberá ser de consistencia plástica y llenar los requisitos que se especifiquen al final, aplicándose en forma continua para no dejar juntas; debiéndose curar durante 10 días, conservándose mojados.

Al hacerse la base de concreto en los pozos de visita y caída se construirán las medias cañas correspondientes ya sea al colarse directamente al contrato, formándose de mampostería de tabique y mortero de cemento, dándole la forma con conchas o ahogándose tu-

berías media caña al colocarse el concreto de la base. Las cotas a las que quedarán las tapas de los pozos serán las marcadas en las figuras.

V.2.5 Brocales en pozos de visita

Los brocales de los pozos de visita de la red de aguas negras serán de concreto para evitar la introducción en ellos de las aguas pluviales.

Los brocales de los pozos de visita y cajas de colector en la red de aguas pluviales serán de fierro fundido.

El concreto que se emplee en la fabricación de los mismos deberá tener una resistencia de $f'c = 190 \text{ kg/cm}^2$, que se sujetará a las especificaciones de fabricación del concreto.

Los brocales deberán quedar al nivel del terreno natural o en su caso del pavimento existente, con tolerancia máxima de un centímetro abajo del terreno o pavimento.

Las tapas deberán asentar perfectamente en toda su superficie de apoyo, para evitar deterioro al paso de los vehículos.

Los pozos de visita, cajas de caída, se pagarán por unidad. Queda incluido dentro del precio, suministro de materiales, acarrees, maniobras locales y colocación de los mismos.

Los brocales y tapas tanto de concreto, como de fierro fundido, se pagarán por unidad tanto el suministro, como la colocación.

Al efecto se determinará directamente en la obra las unidades instaladas por el Contratista.

No se considerará para fines de pago la cantidad de obra ejecutada por el Contratista fuera de los lineamientos fijados en el proyecto y/o las indicaciones del Ingeniero.

V.2.6 Instalación de tuberías de concreto simple reforzado.

Comprende la carga de las tuberías en el almacén, de la Constructora, acarreo de un kilómetro, su descarga en el lugar de la obra, maniobras para distribuirla a lo largo de la zanja, su bajado, tendido, nivelado y junteo. El ingeniero y contratista deberán revisar las características y resistencia de las tuberías por instalar de acuerdo con la profundidad y ancho de la zanja, en función de las cargas y esfuerzos que deben de soportar.

En el manejo de las tuberías el Contratista deberá usar grúas, malacates, bandas o cualquier otro dispositivo que impida que las tuberías golpeen, caigan o flexionen.

Las tuberías deberán ser alineadas y niveladas conforme al proyecto y/o las órdenes del Ingeniero, no admitiéndose en ningún caso una desviación mayor de 5 (cinco) mm, cuando se trate de diámetros mayores.

Por ningún motivo se permitirá el tendido de las tuberías cuando la zanja esté inundada y además se tomarán las precauciones necesarias para evitar que las tuberías colocadas floten.

Los tubos serán junteados entre si, con mortero de cemento arena en proporción 1:3 el cual deberá cumplir con las especificaciones de la Secretaría.

V.3 Especificaciones de la Planta de Bombeo

V.3.1 Especificación de bombas sumergibles para cárcamo húmedo de aguas negras

Tipo de impulsor	inatascable
Flujo	radial
Número de equipos	2
Altura de instalación	2,400 msnm
Gasto aproximado con CDT normal	62.5 lps
Carga dinámica total	
. máxima	12.80 mca
. normal	11.55 mca
. mínima	10.30 mca
Profundidad del cárcamo	11.35 m
Nivel mínimo de agua	1.00 m
Nivel máximo de agua	3.50 m
Diámetro de la tubería de descarga	8"
Mínimo paso de esfera	9.00 cm
Potencia máxima del motor	15 HP
Arranque del motor a tensión	plena
Voltaje de operación	220 V
Número de fases	3
Tipo de servicio	continuo

Separación de la campana al piso

0.250 m

V.3.2 Preguntas al fabricante

Marca de la bomba

Representante

Curva

Dibujo de dimensiones

Velocidad

Potencia requerida

Tipo de impulsor

Material del impulsor

NPSH requerido

Sumergencia requerida a la campana de succión

Paso máximo de esfera

Diámetro de la descarga

Peso de la bomba

Clase de aislamiento

Factor de servicio

Factor de potencia a plena carga

Eficiencia del motor

Corriente de arranque

Corriente a plena carga

Fabricación: nacional

extranjera

Garantía

Tiempo de entrega

Precio

NOTAS

- 1) El concursante deberá entregar con su oferta-este cuestionario debidamente contestado.
- 2) El vendedor deberá presentar con su oferta aquellas desviaciones, omisiones y adiciones con respecto a lo establecido en estas especificaciones, así como las alternativas que considere atractivas para el comprador.
- 3) Se incluirá en la propuesta, lista de partes de repuesto (con costo), que el fabricante considere necesario y se tenga en el almacén de mantenimiento.
- 4) Deberá mantenerse en lugar visible una placa metálica que contenga los siguientes datos:
 - Fabricante
 - No. de serie
 - Modelo
 - Carga de diseño
 - Caudal bombeado
 - Velocidad
 - Sentido de rotación
- 5) Todas las partes del equipo, excepto las partes maquinadas, primeramente deberán limpiarse a metal blanco, posteriormente se aplicará un recubrimiento al 100 % inorgánico de zinc y un acabado vinílico con alto contenido de sólidos.

El espesor de la película una vez seca deberá ser en total de 9 milésimas de pulgada

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En los últimos 10 años, la ciudad de México ha tenido un crecimiento poblacional desmedido debido a la inmigración de habitantes de zonas rurales, que atraídos por el espejismo de los beneficios y confort de la Ciudad, se han asentado en las zonas periféricas y suburbanas de la capital. Ante la magnitud de estos asentamientos humanos, han sido insuficientes los esfuerzos realizados por las autoridades de la Metrópoli para satisfacer la demanda de una habitación decorosa con los servicios mínimos indispensables como son el suministro de energía eléctrica, agua potable y alcantarillado.

Por ello, es labor del ingeniero civil planear y ejecutar los programas que resuelvan estas necesidades de la sociedad. Bajo esta perspectiva, es mi deseo aportar mi contribución a la resolución de los problemas de drenaje y alcantarillado que se han presentado en la Unidad Morelos, 3a. Sección, Municipio de Tultitlán, Edo. de México.

En esta Unidad el crecimiento de la población ha provocado que el sistema de drenaje sea insuficiente, razón por la cual en esta tesis se llevaron a cabo una serie de estudios tendientes a solucionar este problema, teniendo como finalidad desalojar en forma segura y eficiente las aguas negras y pluviales de la población, con el diseño y modificaciones a la obra civil y el equipo electromecánico especificado en el estudio.

Del estudio de alternativas realizado en el Capítulo III "Diseño del Emisor" se seleccionó el equipo del cárcamo para bombear un gasto de 150 lps con dos bombas de 15 HP, las cuales descargarán a un canal trapecial de riego revestido de concreto, diseñado para conducir el mismo caudal. El agua de lluvia será conducida por un emisor que tiene una profundidad de 7 m, pasando por el mismo un gasto de 1,800 lps a través de un diámetro de 152 mm y una longitud de 1,060 m, trabajando a gravedad. El caudal sobrante del riego y las aguas de lluvia descargarán al Gran Canal del Desagüe recomendándose bombear sólo el gasto de aguas negras durante la época de estiaje y dejar que en época de lluvias se conduzcan ambos caudales por el emisor.

El emisor que se diseñó tiene una capacidad para un gasto de 1,115 lps, con lo cual puede observarse que el diámetro está di se ñado con un margen de seguridad que permita su buen funciona- miento para el futuro, ya que existe la posibilidad de que las zonas aledañas a la Unidad Morelos se conecten a su sistema de drenaje cuando vean que ésta tiene su problema solucionado.

Técnicamente la construcción del cárcamo para el bombeo de las aguas negras no era necesario, pero se llevó a cabo para preveer repercusiones de tipo social, ya que los agricultores de la zona usan el agua para riego, por este motivo tuvo que determinarse la demanda máxima en época de secas que se estimó en 100 lps de agua para riego.

Por todo lo anterior, se recomienda que cuando se realice la cons- trucción del sistema, se sigan las especificaciones indicadas en cada uno de los estudios realizados para obtener eficiencia y se g uridad al ponerlo en operación.

Con la pretensión de que los estudios realizados en la presente tesis sean una síntesis de mis estudios de ingeniería y a la vez sirva como un manual de consulta en la resolución de los proble- mas de drenaje y alcantarillado de la Unidad Morelos, 3a. Sección y en general para el diseño y adaptación a los sistemas de drena- je de asentamientos humanos con problemas semejantes, se han apli- cado los conocimientos adquiridos durante mis estudios de licen- ciatura en la carrera de Ingeniero Civil y retribuir así, aunque sea en una mínima parte lo que la sociedad, a través de la Univer

idad, me ha proporcionado para mi formación profesional.

B I B L I O G R A F I A

1. "Hidrología, 1a. Parte"
Rolando Springall Galindo
Instituto de Ingeniería, UNAM, 1970
2. "Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras
para el Control de Avenidas"
Consultores, S. A
México, D. F., 1978
3. "Open Channel Hydraulics"
Ven-Te Chow
Edit. Ma Graw Hill
U. S. A., 1959
4. "Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanita-
rio en localidades Urbanas de la República Mexicana"
Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas
México, D. F.,
5. "Hidráulica General, Vol. I"
Gilberto Sótelo Avila
Edit. Limusa
México, D. F., 1982
6. "Estudio y Proyecto Ejecutivo de los Emisores del Sistema
de Drenaje del Valle de Cuautitlán, Edo. de Méjico, Ane-
xo I. Orientaciones y Coordinadas del Levantamiento Topo-
gráfico del Gran Canal"
Consultores, S. A
México, D. F., 1979.
7. "Proyectos Ejecutivos del Drenaje del Valle de Cuautitlán,
Edo. de México. Anexo A".
Consultores, S. A.
México, D. F., 1978

8. "Apuntes de Diseño Estructural"
Oscar de Buen y López de Heredia
Francisco de Pablo Galán
Luis Esteva Maraboto
Carlos Olagaray Palacios
División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, de
la Facultad de Ingeniería, de la UNAM, 1985

9. "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"
Instituto de Ingeniería, UNAM, 1977

10. "Apuntes de Hidráulica II"
Gilberto Sótelo Avila
División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, de
la Facultad de Ingeniería, UNAM.
México, 1984