



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

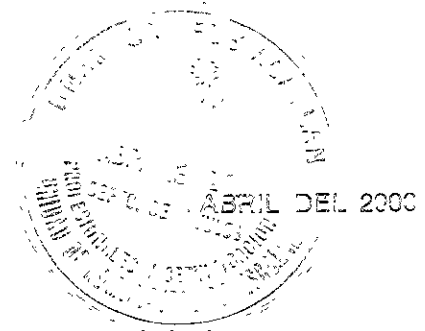
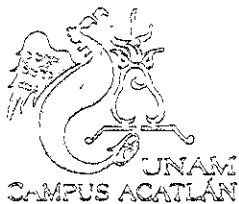
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

"PROYECTO DE ALIVIO PLUVIAL PARA EVITAR
INUNDACIONES EN AV. JARDINES DE SAN MATEO
ESQ. BULEVAR MANUEL AVILA CAMACHO COL.
SANTA CRUZ ACATLAN, NAUCALPAN ESTADO DE
MEXICO"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ALEJANDRO JACOME PEÑA

ASESOR: ING. SALVADOR ACEVEDO MARQUEZ





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Este trabajo lo dedico a Berta y a
mis hijas Alejandra y Mariana, que
más que dedicatoria quisiera que
lo recibieran como un regalo,
quizás es de más valor personal
que les pudiera otorgar en mi
vida...

Alejandro Jácome Peña

Agradecimientos:

A la Universidad Nacional Autónoma de México, muy especialmente a la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Apatlán, por haberme permitido realizar mis estudios profesionales dentro de sus instalaciones.

A: ingeniero Salvador Acevedo Marqués por el apoyo que me brindó para realizar este trabajo.

A mis Sinodales por su valiosa participación en la revisión de este documento tan valioso para mí.

A las Escuelas, Profesores y compañeros que participaron de alguna u otra forma en mi formación académica ya que sin la participación de alguno de ellos no podría haber concluido mi formación.

A Javier Pargas, Alfredo Nicasio, José Luis Flores, Víctor Ruiz, Juan Jasso, Fernando Zavala, Guillermo Cervantes, Saúl Roa, Carlos González, Manuel León, José Ambrosio,.... a quienes les agradezco la amistad tan desinteresada y honesta que me brindaron.

Agradecimientos:

A mi madre Guadalupe Peña Nuñez, quien con el cariño y la educación que me brindó tuvo la oportunidad de formar bases sólidas para concluir mi formación profesional.

A Bertha por haber soportado los momentos tan difíciles por los que atravesamos y por animarme a continuar trabajando para obtener los objetivos que tanto he anhelado.

A mis hermanos María, Salvador, Rogelio, Jaime y Beto, como una muestra del respeto y cariño que les tengo a cada uno de ustedes.

A Gloria Peña Nuñez, por el apoyo que me brindó, tal vez inconscientemente, pero muy valioso para mí.

A mis sobrinos, por el cariño que me han otorgado.

A todas las personas que alguna vez dudaron de mí, ya que esto me dio fuerzas para continuar y concluir con mis estudios profesionales.

Alejandro Géome Peña

INDICE

CAPTULO	TEMA	Página
	Introducción.	1
1	Alcances.	4
2	Recopilación de información.	5
3	Levantamiento topográfico de la infraestructura hidráulica existente en la zona.	6
3.1	Nivelación de perfil	9
4	Análisis de infraestructura hidráulica existente en la zona	20
4.1	Flujo en tuberías.	25
4.2	Cálculo de las capacidades de conducción.	30
4.2.1	Colector Bulevar Manuel Avila Camacho.	31
4.2.2	Colector Aztecas.	33
4.2.3	Colector Mexicanas.	35
5	Estudio hidrológico.	37
5.1	Recopilación de datos.	38
5.2	Cuenca de estudio.	38
5.2.1	Area de la cuenca.	40
5.2.3	Características generales de la cuenca de estudio.	41
5.3	Características climatológicas de la cuenca	44
5.4	Precipitación.	46
5.4.1	Formas de precipitación	49
5.4.2	Medidas de la precipitación.	50
5.4.3	Instrumentos y unidades de medida.	51
5.5	Descripción de la estación pluviográfica Molino Blanco	53
5.6	Intensidades de lluvia.	55

INDICE

5.3.1	Inensidades máxima probable según método de Gumbel.	55
6	Bases conceptuales para el cálculo hidráulico.	66
6.1	Descripción de Método Racional Americano	68
6.1.1	Período de Retorno	68
6.1.2	Tiempo de concentración	69
6.1.3	Coefficiente de escurrimiento	71
6.2	Cálculo de gastos pluviales que intervendrán en el estudio.	72
6.3	Descripción del método para obtener el gasto de aguas residuales.	78
6.3.1	Población de proyecto.	79
6.3.2	Dotación de agua potable y aportación de aguas residuales.	80
6.3.3	Cálculo de los gastos de aguas residuales.	80
6.3.3.1	Gasto medio.	80
6.3.3.2	Gasto mínimo	81
6.3.3.3	Gasto máximo.	81
6.3.3.4	Gasto máximo extraordinario.	82
6.3.4	Gasto sanitario por sucesiones.	82
6.4	Determinación de gastos de diseño.	83
7	Proyecto de alivio pluvial para evitar inundaciones.	84
7.1	Cálculo hidráulico del interceptor de proyecto.	86
7.1.2	Tabla de cálculo hidráulico.	86
7.2	Diseño de canal de conducción	91
7.3	Cálculo de las coladeras de captación	95
8	Elaboración de presupuesto de obras indicadas.	99
	Conclusiones	102

Introducción.

Introducción.

El municipio de Naucalpan de Juárez, Estado de México que en este trabajo se denominara Naucalpan, se ubica en la cuenca cerrada del Valle de México, que a su vez pertenece a la región hidrológica No. 26 parcial, específicamente en la zona III; Políticamente se localiza en la parte central del Estado de México dentro de la región II (Zumpango); Geográficamente pertenece a la zona conurbada de la Ciudad de México entre los paralelos 19°24'42" y 19°32'08" de latitud norte y entre los meridianos 99°12'16" y 99°23'11" de longitud oeste, a una altitud sobre el nivel del mar que fluctúa entre los 2258 m.s.n.m. en el lecho bajo del Vaso de Cristo y los 2380 m.s.n.m. en la cota más alta del área urbana alcanzando los 3650 m.s.n.m. en la zona montañosa del municipio; tiene una superficie de 154.86 kilómetros cuadrados, colinda al norte con los municipios de Atizapán de Zaragoza y Tlalnepantla; al sur con el municipio de Huxquilucan; al oriente con el Distrito Federal; al noroeste con Jilotzingo y al poniente comparte una zona indefinida en cuanto a los límites municipales con Lerma, Xonacatlan, Ozolotepec y Jilotzingo (fig 1.1).

El crecimiento acelerado de la población urbana que se ha observado en las últimas décadas ha influido para tomar acciones en un horizonte de planeación que reduzca los problemas provocados por esta situación.

Tabla 1.1 Distribución urbana de Naucalpan

Tipo de población	Número	Territorio ocupado
Pueblos	17	15%
Colonias	115	25%
Fracionamientos	66	50%
Parques industriales	5	10%
Total	202	100%

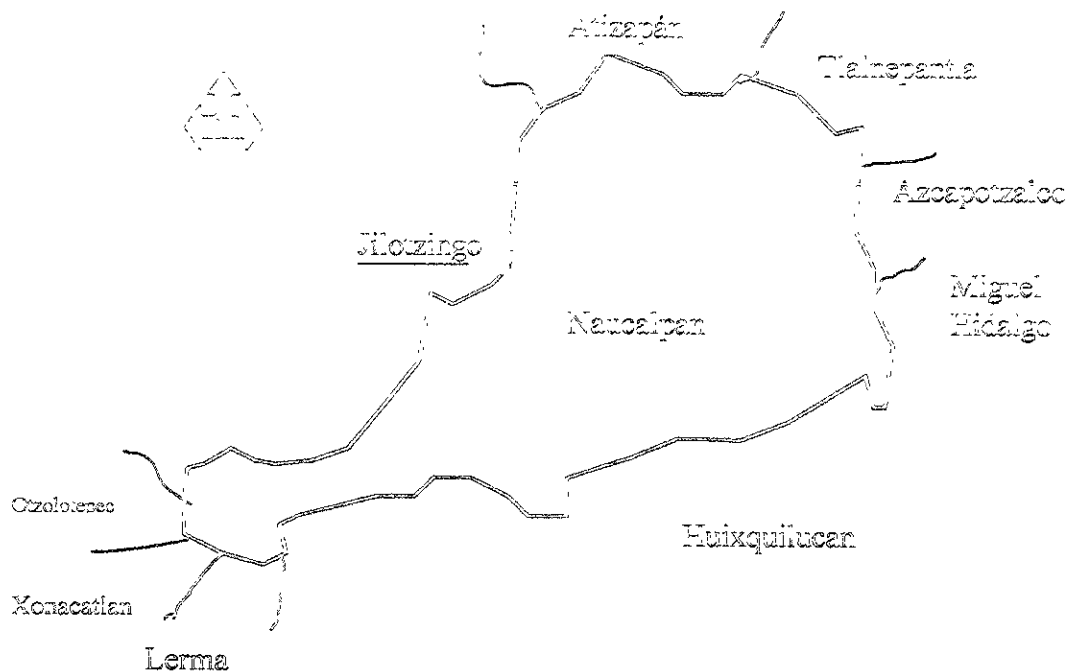


Figura 1.1 Límites del municipio de Naucalpan.

Dentro de estas poblaciones se encuentra la Colonia Santa Cruz Acatlán por donde cruza el Bulevar Manuel Avila Camacho (Periférico Norte), una de las arterias vehiculares más importantes con las que cuenta Naucalpan, ya que es el paso obligado para los habitantes de los municipios localizados hacia el norte y se dirigen hacia el distrito Federal; en el Bulevar Avila Camacho a la altura de la Avenida Jardines de San Mateo, se tiene uno de los puntos donde actualmente se presentan serios problemas de inundación en épocas de lluvias, alcanzando tirantes de hasta 80 cm sobre un área aproximada de 1500 m² ocasionando con esto un caos vial, que afecta a gran parte de la población que transita por esta zona; esto se debe principalmente a tres grandes razones:

- o La primera; en virtud que la infraestructura hidráulica existente presenta gran insuficiencia para desalojar los gastos de aguas pluviales que se concentran en la zona.

- La segunda debido a las condiciones topográficas donde se localiza la zona, ya que por un lado se tienen las aportaciones importantes provenientes del cerro que se ubica en la parte sureste de la colonia, correspondientes a las colonias Mirador, Américas y los Remedios con tiempos de concentración relativamente cortos, además de que en la zona de estudio se presenta una concavidad que sirve como depósito de almacenamiento de las aguas meteóricas.
- La tercera y más importante es que en la parte alta de la cuenca no se cuenta con infraestructura hidráulica suficiente para captar el producto de la precipitación pluvial que reconoce hacia la zona de estudio.

1. Alcances.

1.- Alcances.

El presente estudio tiene como objetivo general, analizar el problema para generar un diagnóstico de la situación actual y con base en él desarrollar una alternativa de solución que en forma económica y eficiente resuelva la problemática de inundación.

Los principales objetivos particulares de este trabajo son:

Realizar un diagnóstico técnico de la infraestructura existente de drenaje pluvial, identificando las acciones que permitan identificar la problemática actual.

Realizar los estudios necesarios (hidráulico, hidrológico y topográfico) para aprovechar y optimizar el uso de la infraestructura hidráulica existente y contar con los elementos necesarios para proponer los proyectos y obras nuevas adicionales que permitan retirar el agua del área conflictiva.

Una vez resuelta la problemática de inundación que se presenta, se reducirá en gran medida el problema ocasionado por las aglomeraciones vehiculares en temporada de lluvias que se presenta en la zona debido a las inundaciones, que da lugar a un retraso en las actividades de los habitantes del municipio y de otras localidades que utilizan esta importante vía de comunicación.

2. Recopilación de información.

2.- Recopilación de información.

Con la finalidad de cumplir en su totalidad los alcances y objetivos del presente trabajo se realizaron las siguientes actividades:

- Recorridos en la localidad, para conocer la ubicación y estado físico de la infraestructura hidráulica existente en la cuenca del estudio; así como ubicar y conocer a detalle el punto crítico de inundación.
- Delimitación de la cuenca de aportación, en un plano de Naucalpan se definirá el área de influencia.
- Levantamientos topográficos, obteniéndose plantas y perfiles para determinar las capacidades hidráulicas de colectores combinados existentes en la cuenca.
- Cálculo de las intensidades de lluvia que se presentan en la zona de estudio, se solicitó a la Comisión Nacional del Agua (C.N.A.), los boletines hidrológicos correspondientes al Valle de México para obtener las intensidades máximas anuales para diferentes tiempos de duración registradas en la estación pluviográfica "Molino Blanco" que es la estación más cercana a la zona de estudio correspondientes a los años de 1973 a 1993, es decir, se tomaran los datos correspondientes a 21 años.
- Elaboración de proyecto de alivio pluvial, una vez evaluada la problemática, se procedió a realizar el proyecto correspondiente.
- Considerando los datos anteriores se procedió a realizar los estudios técnicos correspondientes, con la finalidad de reducir los problemas ocasionados por las avenidas pluviales que ocurren hacia la zona estudio.
- Para calcular el gasto pluvial se utilizó el método Racional Americano.

3. Levantamiento topográfico de la infraestructura hidráulica existente en la zona.

3.- Levantamientos topográficos de la infraestructura hidráulica en la zona.

Para el desarrollo del presente estudio, los trabajos topográficos se realizaron en los colectores que se seleccionaron, ya que en la zona existen varios, que solamente conducen aguas residuales y no tienen la capacidad suficiente para conducir el agua producto de la precipitación pluvial que se concentra en el área de influencia.

Con la finalidad de seleccionar los colectores que se analizarán, se procedió a realizar sondeos en toda el área de influencia, consistiendo básicamente en observar los siguientes aspectos:

- o Diámetro: El diámetro es un factor importante, ya que nos indica el gasto que puede conducir en un determinado instante, la tubería instalada.
- o Profundidad de arrastre hidráulico: Nos permite conocer la dirección del flujo que existe entre dos pozos de visita, así como la pendiente.
- o Cambio de diámetros de tuberías: Nos permite conocer con exactitud los puntos donde cambia de diámetro la tubería, y así poder determinar la construcción de estructuras de captación adicional a las existentes, esto depende obviamente del gasto acumulado que se presentará en el tramo.

El sondeo se realizó levantando las tapas en los pozos de visita, para observar básicamente los cruces y donde el diámetro del tubo sea distinto al del crucero anterior

Realizados los sondeos, se eligieron los colectores que se indican a continuación por ser los que cuentan con mayor diámetro y transportar gastos combinados en temporada de lluvias:

- o Colector Mexicas.- Inicia su recorrido en Av. México y descargando al Río Chico de los Remedios a través de una tubería de 0.91 m de diámetro.
- o Colector Aztecas.- Tiene el origen de su recorrido en Av. México y descarga al Río Chico de los Remedios a través de un colector de 0.91 m de diámetro.
- o Colector Bulevar Manuel Ávila Camacho (Periférico): Inicia su recorrido en Bulevar Manuel Avila Camacho aproximadamente 150 m aguas arriba de la zona de inundación y descarga al Río Chico de los Remedios a través de una tubería de 1.22 m de diámetro.

Una vez reconocidos los colectores en los que se trabajará se llevarán a cabo las siguientes actividades para cada uno de los casos:

Descubrir todos los pozos de visita existentes y con la ayuda de un estadal, se obtendrán las profundidades de pozos; Profundidad de arrastre hidráulico; Tanto de entrada como de salida del flujo; tirantes en las tuberías y diámetros de las mismas; identificando cada pozo con una clave, que se pintará a un costado de los pozos de visita, lo anterior con la finalidad de identificar con facilidad en los procedimientos las características de cada pozo.

Para realizar la nivelación, se procederá como se indica a continuación:

Con la ayuda de un plano de las calles por donde cruzan los colectores, se procederá a dibujar la infraestructura hidráulica existente.

Para la correcta ubicación se obtendrán las longitudes, para conocer la longitud que existe se utilizará una cinta metálica de 30.0 m; obteniéndose la distancia que existe entre pozo y pozo tomando como base los ejes de las tapas de los pozos; por tratarse de distancias relativamente cortas, se medirán solamente de ida (una vez); se deberán alinear a los cadeneros, si existieran puntos intermedios por medio de cada tramo; la cinta deberá estar bien tensada, en línea recta y los dos extremos sostenidos a un mismo nivel.

La nivelación tiene por objeto, determinar las diferencias de alturas (altimetría) entre puntos del terreno tomando como base las tapas de los pozos de visita. Durante la etapa de proyecto, las operaciones de trazo, fijarán o establecerán puntos clave en las elevaciones predeterminadas de proyecto.

Existen dos procedimientos de nivelación, directa e indirecta.

La nivelación directa, puede ejecutarse por varios métodos:

- a) Nivelación en los extremos
- b) Nivelación recíproca
- c) Nivelación haciendo estación en el centro de los tramos la cual se subdivide en simple y compuesta, esta puede ser diferencial y de perfil.

La nivelación directa se ejecuta con instrumentos llamados "Niveles Fijos" cuyas características esenciales consisten en que por medio de ellos se pueden dirigir visuales horizontales.

La Nivelación indirecta, puede ser:

- a) Nivelación Barométrica
- b) Nivelación Trigonométrica

La nivelación barométrica se realiza con un barómetro que, es un instrumento que se utiliza para medir la presión del aire atmosférico y la nivelación Trigonométrica se realiza midiendo la distancia inclinada entre dos puntos.

3.1.- Nivelación de Perfil

Tiene por objeto determinar las cotas de puntos a distancias conocidas sobre un trazo, para obtener el perfil de ese trazo.

El trazo, sobre el terreno y las distancias entre los puntos, se realizarán separadamente.

Por facilidad las distancias entre puntos se tomarán entre pozo y pozo.

El procedimiento es semejante al de la nivelación diferencial y deben seguirse las mismas indicaciones y precauciones. La diferencia estriba en que en cada posición del aparato, entre dos puntos de liga (PL), se toman también lecturas en los puntos del trazo establecido.

En estos puntos del trazo, el estadal se coloca en el terreno pues es el dato que se necesita, y las lecturas en ellos no requieren la aproximación ni cuidados que se tienen para cuando se lee en bancos o puntos de liga (PL) que son el control de la nivelación.

Los (PL) pueden ser puntos del trazo si reúnen los requisitos para ello.

A manera de ejemplo, se anexan el registro de campo en el cual se describe el procedimiento utilizado en los trabajos de nivelación.

Si no se tienen cotas ya establecidas, puede suponerse una cualquiera para un banco, de tal magnitud que no vayan a resultar cotas negativas a los puntos del perfil.

Los datos obtenidos, se registraron en las tablas 3.1, 3.2 y 3.3 correspondientes a colector Mexicanas, Aztecas y Bulevar Manuel Avila Camacho.

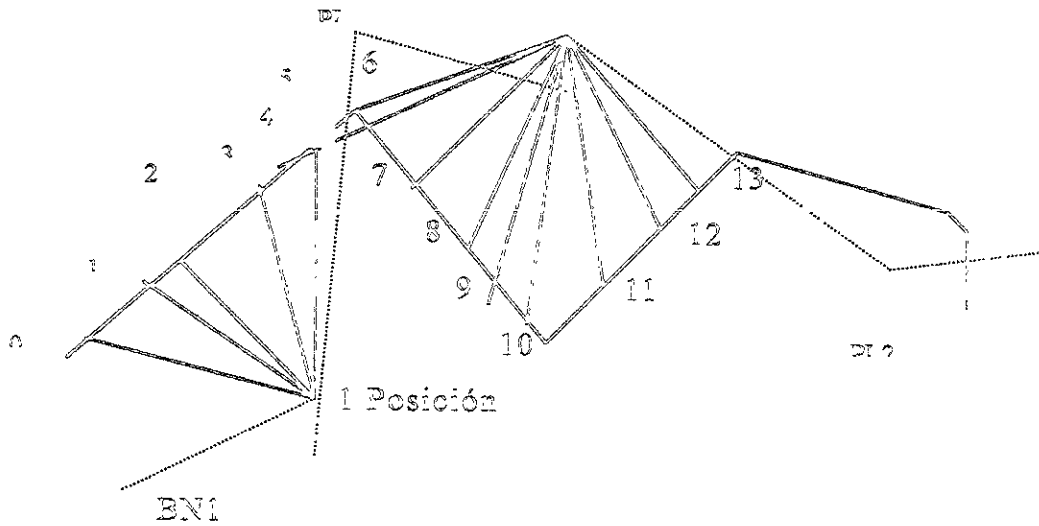
Registro

Trabajo _____

Observador _____

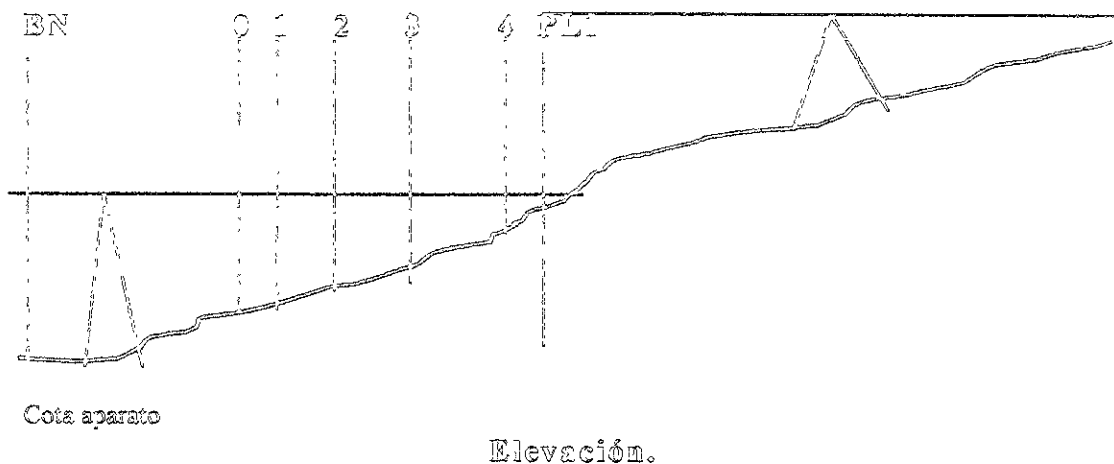
Lugar _____ Fecha _____ Aparato _____

PO	+	Cota aparato	Lecturas (-)	Puntos	Cotas
BN	2.950				50.00
0				2.668	50.282
1				2.391	50.559
2				1.955	50.995
3				1.447	51.503
4				1.582	51.368
PLZ	1.666	54.224	0.392		52.558
6				0.590	53.634
7				0.591	53.663
8				0.912	53.312
ETC				1.235	52.989
PLZ			3.699		50.525



PLANTA

Nótese que los puntos de partida y llegada son bancos, útiles para controlar y poder comprobar la nivelación.



Obtenidas las cotas de todo los puntos del terreno y sus distancias, se puede dibujar el perfil del trazo.

Si las escalas horizontales y vertical son iguales se obtiene un perfil normal. En algunos casos se aminora la escala vertical para exagerar y apreciar mejor los desniveles.

Para una elevada visualización del problema, se dibujará plantas (planos 3.2, 3.3 y 3.4) y perfiles en papel milímetro con una escala horizontal 1:1000 y una escala vertical 1:100 (plano 3.1) debiéndose complementar cada uno de los planos con los datos que se describen a continuación:

Tabla 3.1.- Nivelación de perfil de colector combinado sobre calle
 Mexicas col. Santa Cruz Acatlán.



PO	θ		θ	EMLG	ELEVACION	COTENAMIENTO	ABRASE ELEVACION	ALTURA FOSO	OBSERVACIONES
BN	1.65	101.65			100.00	0+600.00	96.37	3.63	
P1B									
P2B			3.45		98.26	0+040.10	95.02	3.10	
P3B			4.87		96.78	0+080.20	94.52	2.26	
PL1(P4 B)	1.60	97.30		5.37	96.20	0+121.00	94.42	1.06	
P5B			1.96		95.92	0+160.2	94.08	1.94	
P6B			1.90		95.90	0+163.2	94.07	1.83	
PL2(P7 B)	1.60	97.05		2.43	95.45	0+221.7	93.46	1.99	
P8B						0+337.3			POZO TAPADO
P9B			1.46		95.59	0+422.0	92.60	2.60	
PL3 (P10B)	1.60	97.30		1.55	95.70	0+463.9			TAPA ROTA
P11B			1.63		95.67	0+505.3	92.16	3.51	
P12B			1.57		95.73	0+547.2	91.96	3.77	
PL4 (P13B)	1.65	96.61		2.34	94.96	0+589.1	91.96	3.20	
P14B			2.25		94.36	0+609.6	91.64	2.72	
P15B			2.44		94.17	0+619.7	91.47	2.70	
P16B			2.51		94.10	0+617.6	91.06	3.04	
PL5 (P17B)	1.60	94.94		3.27	93.34	0+638.9	90.87/89.77	2.47/3.57	
P18B			2.41		92.53	0+663.9	89.05	3.48	
PL6 (P19B)	1.65	92.69		3.90	91.04	0+683.9	88.64	2.40	
PL7 (P20B)	0.00	87.70		5.77	86.92	0+776.9	84.56	2.36	
P21B			1.89		85.83	0+826.3	83.02	2.81	
PL8 (P23B)	1.60	86.37		2.95	84.77	0+972.9	82.69	2.08	
P24B			1.70		84.67	1+032.7	82.43	2.24	
P25B			1.52		84.05	1+094.1	82.57	2.20	
PL9 (P26B)	1.60	86.40		1.57	84.30	1+144.1	82.83	1.97	
P27B			1.86		84.54	1+190.7	82.43	2.11	
P28B			2.24		84.16	1+237.7	82.25	1.91	
PL10 (P29B)	1.60	85.00		2.00	84.40	1+293.7	82.14	2.26	
TERMINA			1.20		84.80	1+407.4	81.80	3.0	

Tabla 3.2- Nivelación de perfil de colector combinado sobre
Aztecas col. Santa Cruz Acatlán.

PO	(H)	Ø	ENVELO	ELEVACION	CALCULO	ANCHO MARCADO	ALINEA RES	OBSERVACIONES
BN								
P16B	1.65	99.75		94.10	0+300.00	91.06	3.34	
P1C			1.09	99.06	0+019.6	90.66	0.20	
P2C			1.20	94.55	0+071.2	89.96	4.59	
PL1 (P3C)	0.20	93.96	1.99	95.76	0+113.2	89.21	4.55	
P4C			2.75	91.21	0+170.2	88.04	3.17	
PL2 (P5C)	1.60	90.90	4.90	88.90	0-214.2	83.26	5.72	
P6C			1.63	88.93	0-215.4	83.31	5.64	
P7C			1.65	88.93	0-217.4	83.40	5.53	
PL3 (P8C)	0.54	88.99	2.13	83.45	0-255.2	82.70	5.75	
PL4 (P9B)	0.20	88.00	1.11	87.88	0+291.0	82.54	5.34	
P10C			3.90	84.18	0+343.0	82.39/80.51	1.05/3.6 7	
PL5 (P11C)	1.60	84.13	5.55	82.53	0-301.6	80.25	2.26	
PL6 (P12C)	1.60	84.11	1.62	82.51	0+019.6	80.37	2.14	
P13C			1.40	82.67	0+534.2	80.37	2.30	
PL6 (P14C)	1.65	85.00	0.76	83.35	0-646.7	80.27	3.08	
P15C			3.05	81.97	0+799.1	79.77	2.20	
P16C			3.15	81.85	0+826.4	79.71	2.14	
P17C			2.75	82.21	0+909.6	79.71	2.50	
INDICIA			2.60	82.52	0+960.0	79.52	0.00	

Tabla 3.3.- Nivelación de perfil de colector combinado sobre
Bulevar Manuel Ávila Camacho col. Santa Cruz Acatlán.

NO	Ø		Ø	ENTRADA	ESVACIÓ	OROGAMENTO	ALCANTARILLADO	ALCANTARILLADO	OTRAS
BN	1.70	101.7			100.00	0+000	97.25	2.75	
P1A			1.60		99.96	0+070	97.11	2.85	
P2A			1.62		99.98	0+141.0	97.15	2.83	
PL1	1.50	101.49		1.61	99.99				
P4A			1.53		99.96	0+166.0	97.20	2.76	
P5A			1.52		99.97	0+200.0	97.27	2.70	
P6A			1.55		99.94	0+242.0	97.04	2.93	
PL2	1.50	101.46		1.53	99.96				
P7A			1.52		99.94	0+426.2	96.00	3.14	
P8A			1.55		99.91	0+485.1	96.64	3.27	
P9A			1.54		99.62	0+554.2	96.09	3.53	
PL3	1.60	101.40		1.66	99.80				CRUCE
P10A			1.19		100.21	0+624.1	96.16	4.05	
P11A			0.79		100.61	0+659.2	96.29	4.32	
P12A			1.13		100.27	0+699.1	96.13	4.14	
PL4	1.60	101.95		1.65	100.95				
P13A			1.38		100.57	0+810.9	96.14	4.43	
P14A			1.15		100.82	0+911.5	96.21	4.61	
PL5	3.60	105.45		0.10	101.05				
P15A			0.41		109.04	1+027.2	96.04	3.00	
			2.87		102.90	1+007.0	95.00	6.70	

- o Elevación del terreno.- Se registrarán los datos obtenidos de la nivelación de perfil para cada tapa de los pozos de visita.
- o Arrastre hidráulico.- Es una de las características básicas que se obtuvo a través del sondeo el cual nos indica el nivel que se deberá considerar para el análisis hidráulico de la infraestructura existente.
- o Cadenamiento.- Se registra la longitud acumulada para cada tramo.
- o Longitud.- Es el resultado obtenido de la medición con cinta.
- o Diámetro.- Se registrara el diámetro de la tubería.
- o Pendiente.- Se obtiene de la diferencia de cotas entre la longitud del tramo.

Los puntos anteriores se registrarán en cada uno de los planos con la finalidad de poder visualizar con facilidad las características de cada elemento que intervendrá en el presente estudio.

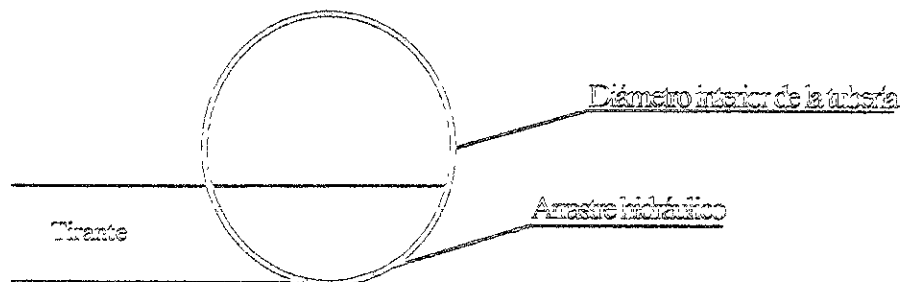


Figura 3.1 Croquis ilustrativo de elementos en interior de tubería

115

MA XECAS

PROYECTO DE INGENIERIA
DE INGENIERIA DE TIPOLOGIA
CARRERA INT

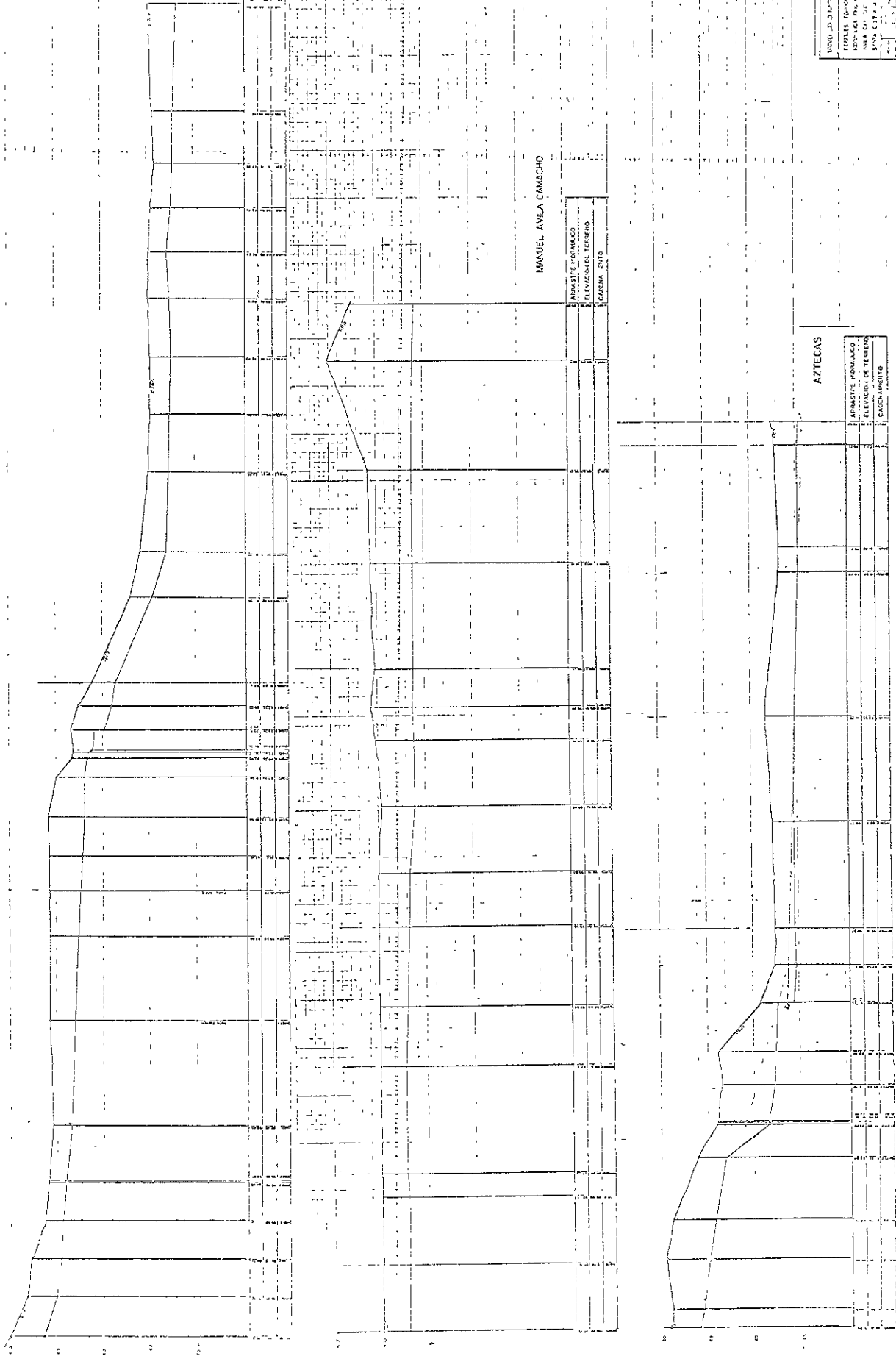
MANUEL AVILA CAMACHO

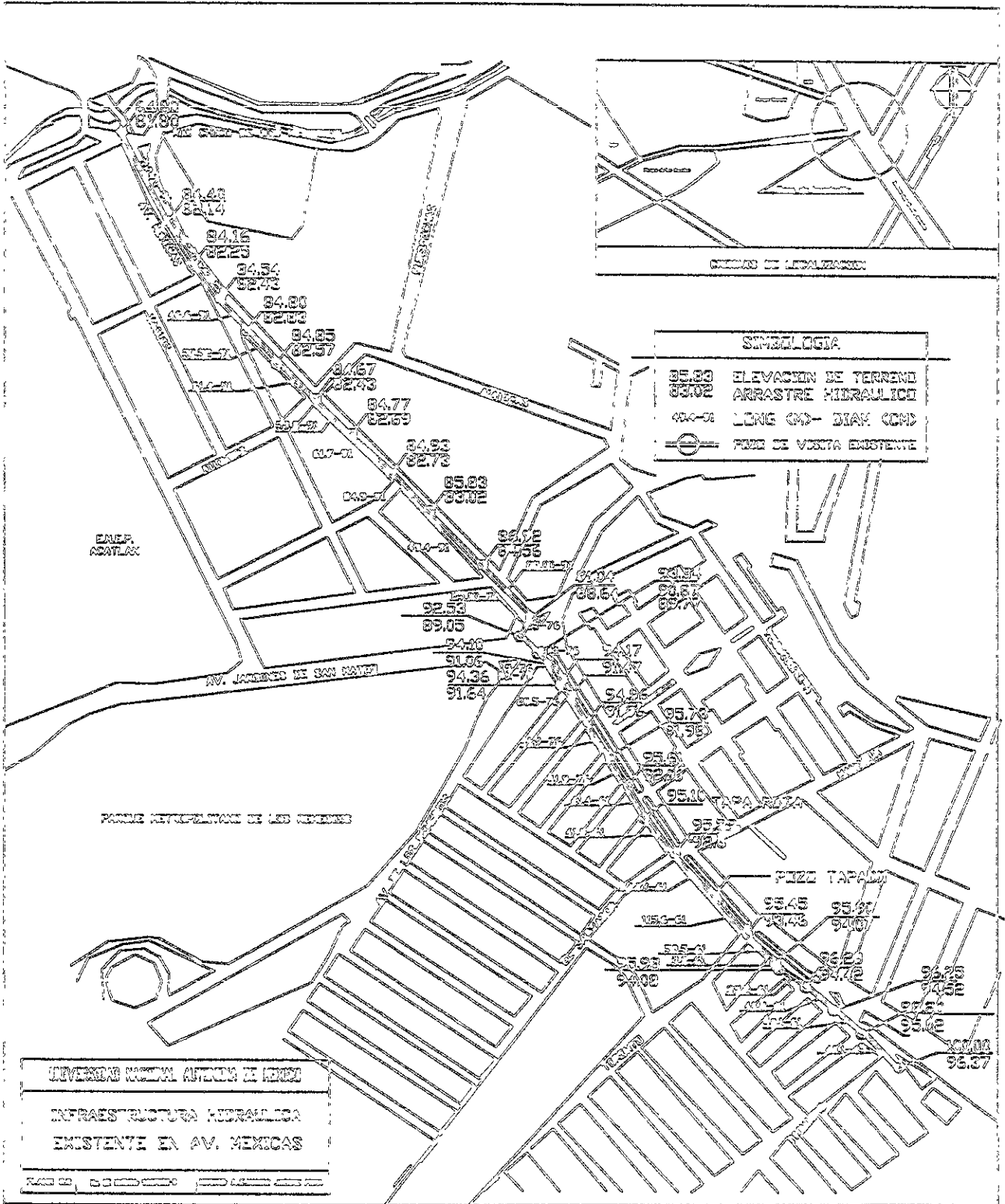
PROYECTO DE INGENIERIA
DE INGENIERIA DE TIPOLOGIA
CARRERA INT

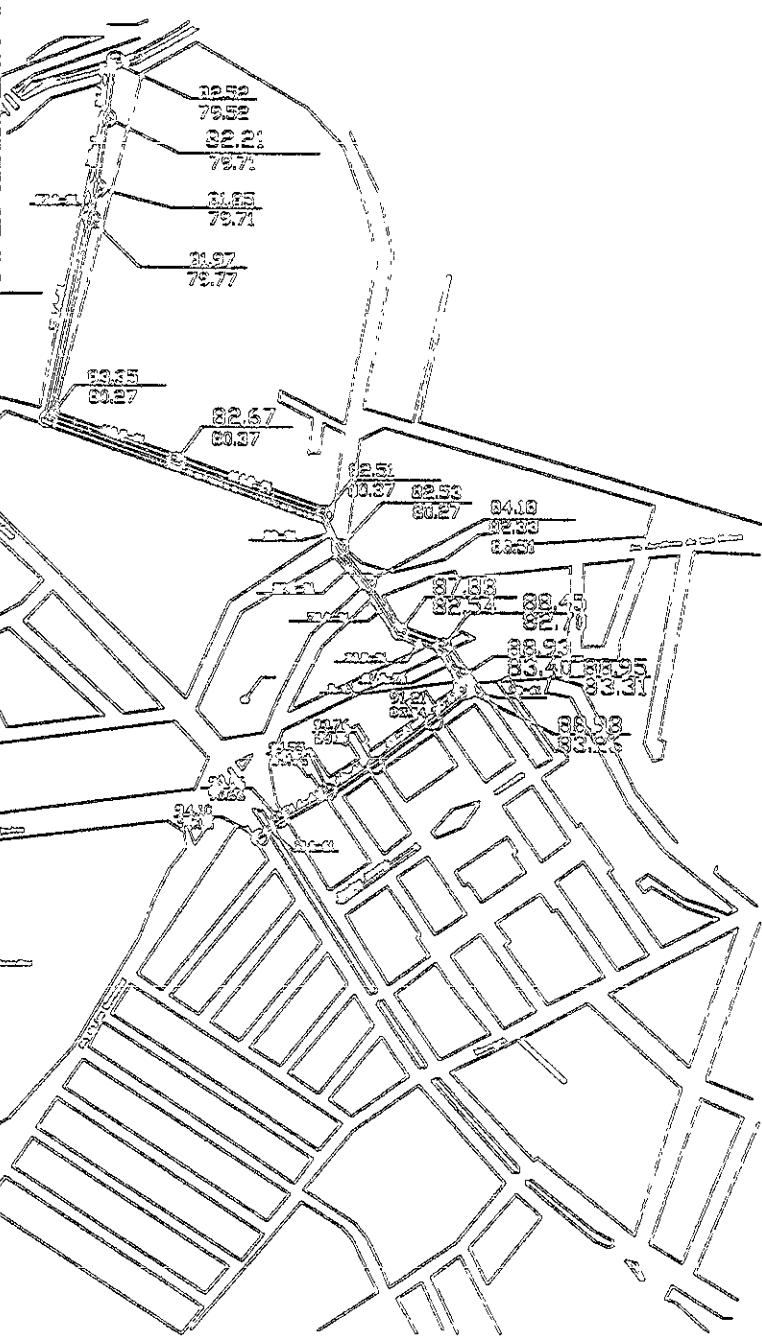
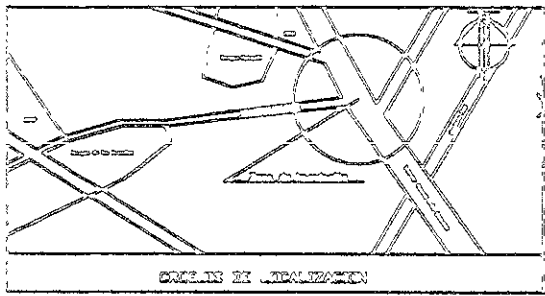
AZTECAS

PROYECTO DE INGENIERIA
DE INGENIERIA DE TIPOLOGIA
CARRERA INT

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA DE TIPOLOGIA
CARRERA INT







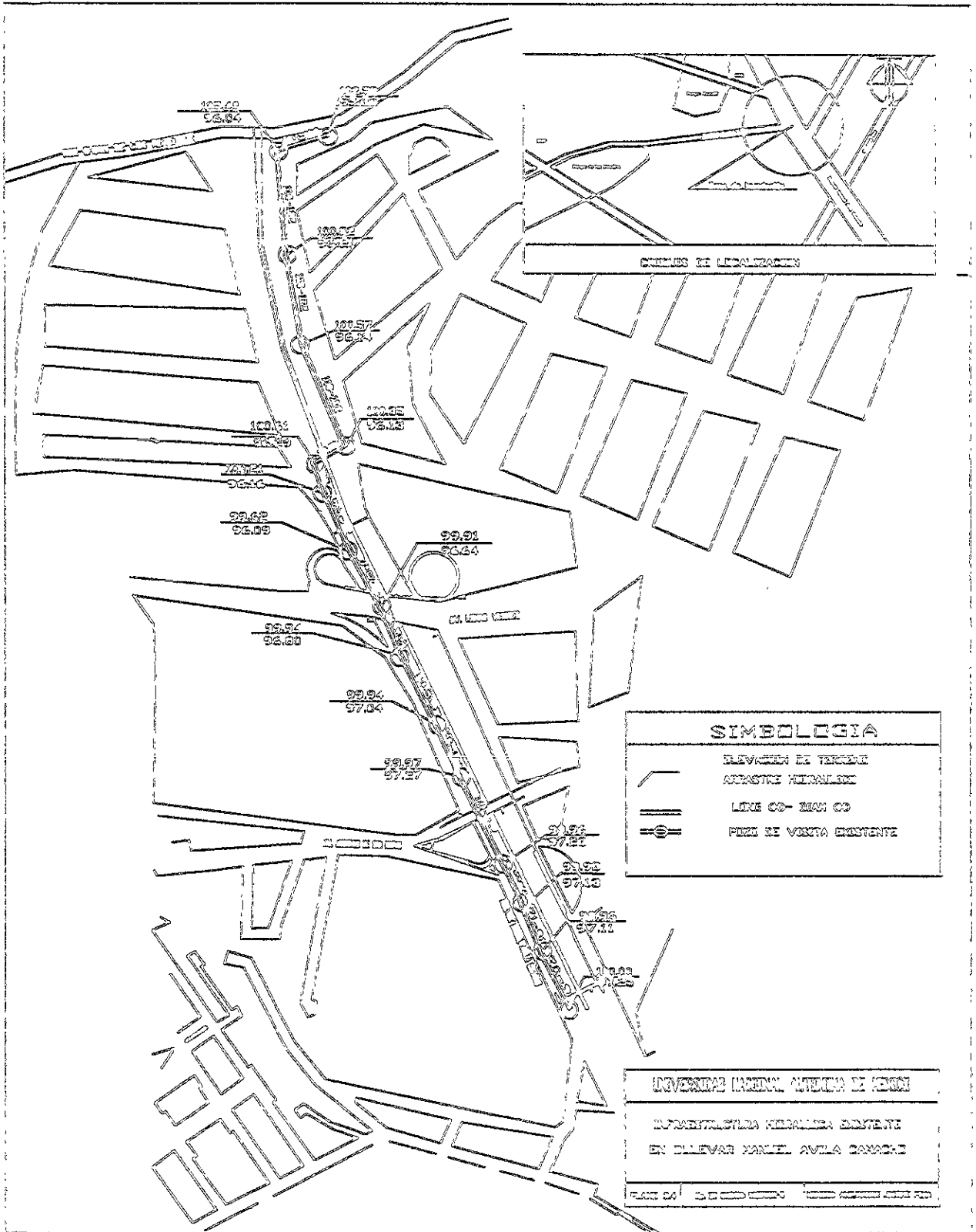
SIMBOLOGIA

	ELEVACION DE TERRENO
	ARRASTRE HIDRAULICO
	LONG (CM) - DIAM (CM)
	POZO DE VISTA EXISTENTE

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA EXISTENTE
EN CALLE AZTECAS

FIG. 25



CRUCES DE LEGALIZACION

SIMBOLOGIA

- ELEVACION EN TERRENO
- APARATE HIDRAULICO
- LINEA CO - MAN CO
- PLOT DE VENTA EXISTENTE

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

INSTITUTO TECNOLÓGICO NACIONAL EN ELEVAR MARCEL AVILA CANACHE

PLANO DE ...

4. Análisis de infraestructura
hidráulica existente en la zona.

4.- Análisis de infraestructura hidráulica existente en la zona.

Un factor importante para el desarrollo de un proyecto de drenaje es analizar la infraestructura hidráulica existente, ya que se podrá calcular el gasto que pudiera conducir la estructura y con base a esto elaborar el proyecto que a nuestro criterio sea el más conveniente.

Las tuberías normalmente sufren alteraciones después de haber sido instaladas, en este caso, por ejemplo, se pueden apreciar (de acuerdo con el levantamiento topográfico) que en algunos tramos, la tubería no tiene pendiente y en otros presenta una contrapendiente (pendiente en contra del flujo). Para fines del cálculo, se analizarán los aspectos hidráulicos que intervienen en la determinación del gasto, para lo cual se definen algunos de los términos que son básicos para el estudio del flujo en canales y tuberías.

El análisis se realizó con la finalidad de determinar los gastos que pudiera conducir la infraestructura hidráulica existente en un determinado instante.

Los principales factores, que afectan al flujo de aguas, en las tuberías son:

- o Pendiente.
- o Sección
- o Rugosidad de la superficie interior de la conducción.
- o Presencia o ausencia de obstrucciones y otras alteraciones al flujo.

El análisis del flujo, tanto en tuberías (conductos cerrados) como en canales abiertos, se basa en la aplicación de tres ecuaciones básicas de la mecánica de los fluidos, la de continuidad, la de energía y la de cantidad de movimiento.

Los conceptos básicos para el análisis de flujo en canales y tuberías, se describen a continuación:

- o El gasto (volumétrico) o descarga, es el volumen de fluido que pasa por una sección dada en la unidad de tiempo, en el que si el fluido se mueve con una velocidad constante "V" y pasa por un tubo en una sección "A" este volumen por unidad de tiempo o gasto "Q" en el tubo puede obtenerse a partir de la expresión siguiente, que no es otra sino la ecuación de continuidad:

$$Q = V A$$

Por lo general, la velocidad de fluido es variable a través de la sección transversal del flujo.

La velocidad promedio se puede calcular sin la necesidad de conocer la distribución real de velocidades en la sección transversal del tubo. La definición de esta velocidad, se obtiene al dividir la descarga entre el área transversal de la sección de flujo.

$$V = Q/A$$

- o Flujo Laminar.- En este flujo las partículas del fluido no se mezclan más que a escala molecular, de modo que durante el movimiento dichas partículas se desplazan siguiendo trayectorias paralelas bajo la acción de la viscosidad. En la práctica, el flujo laminar se produce cuando el número de Reynolds no excede de 1500 a 2000.

- o Flujo Turbulento.- En el flujo turbulento, las partículas de fluido se mezclan a escala molecular, de modo que durante el movimiento se produce un intercambio de cantidad de movimiento entre partículas adyacentes, ocasionando una rápida y continúa agitación y mezcla en el seno del fluido. En la práctica, el flujo turbulento se produce para un número de Reynolds por encima de valores entre 6,000 a 10,000.
- o Flujo en canales abiertos y tuberías.- El movimiento de un líquido a lo largo de una conducción puede clasificarse como flujo en canal abierto o flujo a presión según que exista o no, superficie líquida libre sometida a la presión atmosférica. Por ejemplo, cuando por una alcantarilla fluye agua a sección llena, el flujo se denomina con carga. Si el flujo se produce en una alcantarilla parcialmente llena, o en un canal abierto, se denomina flujo en canal o a superficie libre.
- o Energía específica.- La energía específica, “E”, también llamada carga específica, es la suma de la altura piezométrica, “y” y la altura cinética o de presión dinámica $V^2/2g$.

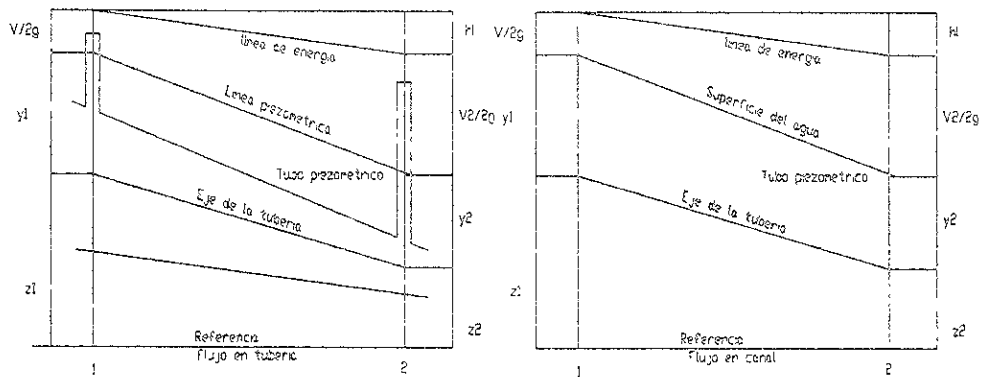


Figura 4.1 Comparación de flujo en tubería y canal.

- Pérdida de carga.- Es la pérdida de energía que experimentan los líquidos que fluyen en tuberías y canales abiertos. La energía necesaria para vencer los efectos del rozamiento en el flujo turbulento es pérdida de carga. Las pérdidas de energía localizadas en la turbulencia inducidas por las piezas especiales y accesorios que se utilizan en tuberías y canales, son también pérdidas de carga, ya que la energía utilizada para vencer las fuerzas de fricción se transforma en energía calorífica no aprovechable en el movimiento.

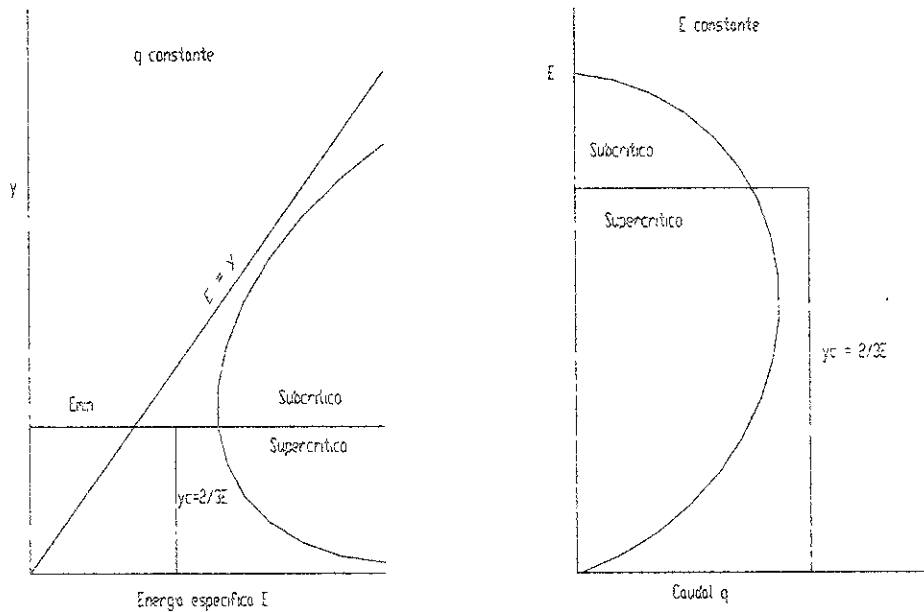


Figura 4.2 Diagrama de energía específica.

- o Línea piezométrica.- Como muestra la figura 4.1, es la línea que une los puntos hasta los que el líquido podría ascender si se insertasen tubos piezométricos en distintos lugares a lo largo de la tubería o canal abierto. Es una medida de la altura de presión dinámica $V^2/2g$. La variación de la energía total de una sección a otra, se representa por una línea llamada línea de carga o de energía, en ausencia de pérdidas de energía, la línea de carga se mantendrá horizontal, aún cuando pudiera variar la distribución relativa de la energía entre las alturas geométricas, piezométricas y cinética, sin embargo, en todos los casos reales se producen pérdidas de energía por rozamiento y la línea de carga resultante es inclinada.

La relación existente entre energía específica y tirante para un caudal constante se ilustra en la figura 4.2.

- o Flujo permanente.- El flujo permanente se produce cuando la descarga o caudal y/o tirante en cualquier sección transversal permanecen constantes.
- o Flujo uniforme y no uniforme.- Se llama flujo uniforme a aquel en que la sección transversal y demás elementos hidráulicos se mantienen constantes de una sección a otra. Si la pendiente, sección transversal y velocidad, cambian de un punto a otro de la conducción, el flujo se dice no uniforme.
- o El flujo no permanente.- Si las propiedades y las características del fluido son distintas de una sección transversal a otra.
- o Flujo incompresible.- Si los cambios de densidad de un punto a otro son despreciables se tiene un flujo incompresible en caso contrario, el flujo es compresible.

4.1- Flujo en tuberías.

Para calcular los gastos que circulan en los tubos, existen ecuaciones tanto teóricas como empíricas. La ecuación de Poiseuille para un flujo laminar y la ecuación universal de Darcy-Weisbach, son ejemplos de ecuaciones deducidas teóricamente, las fórmulas de Manning y Hazen-Williams, utilizadas para proyectos de alcantarillado y conducciones forzadas son ejemplos de ecuaciones obtenidas experimentalmente:

- o Ecuación de Darcy-Weisbach. Alrededor del año 1850, Darcy, Weisbach y otros dedujeron una fórmula para determinar la pérdida de carga por rozamiento en conducciones a partir de los resultados de experimentos efectuados con diversas tuberías. La fórmula ahora conocida como ecuación de Darcy-Weisbach para tuberías circulares es:

$$h_f = f \frac{LV^2}{2Dg}$$

donde:

h_f = pérdida de carga (m)

f = coeficiente de rozamiento

L = longitud de la tubería (m)

V = velocidad (m/s)

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

D = diámetro de la tubería (m)

La expresión en términos de caudal se transforma en:

$$h_f = \frac{8fLQ^2}{\pi^2 g D^5}$$

El valor del coeficiente f varía al considerar distintos factores: el número de Reynolds (NR), la rugosidad y el diámetro de la tubería, entre otros. La relación entre estas variables se representa gráficamente en la figura 4.3 misma que se conoce como el ábaco de Moody.

Los efectos del diámetro y la rugosidad, se expresan mediante la rugosidad relativa, que es la relación entre la rugosidad absoluta de las paredes internas del tubo (ϵ) y el diámetro (D) de la tubería, ambas expresados en las mismas unidades de longitud. El número de Reynolds es:

$$NR = \frac{VD\rho}{\mu}$$

donde:

NR = número de Reynolds (adimensional)

ρ = densidad del fluido (kg/m^3)

Si se conoce o puede estimarse el valor de la rugosidad absoluta " ϵ " puede obtenerse el valor correcto de " f " para flujo totalmente turbulento, para la determinación del valor de " f " de la figura 4.4, se seguirá el procedimiento que se indica a continuación:

- 1.- De la tabla 4.1 se obtiene el valor de la rugosidad absoluta " ϵ " en tubos comerciales.
- 2.- Se calcula la rugosidad relativa a partir de la siguiente expresión:

$$\text{Rugosidad relativa} = \epsilon/D$$

donde:

ϵ = rugosidad absoluta (mm)

D = diámetro (mm)

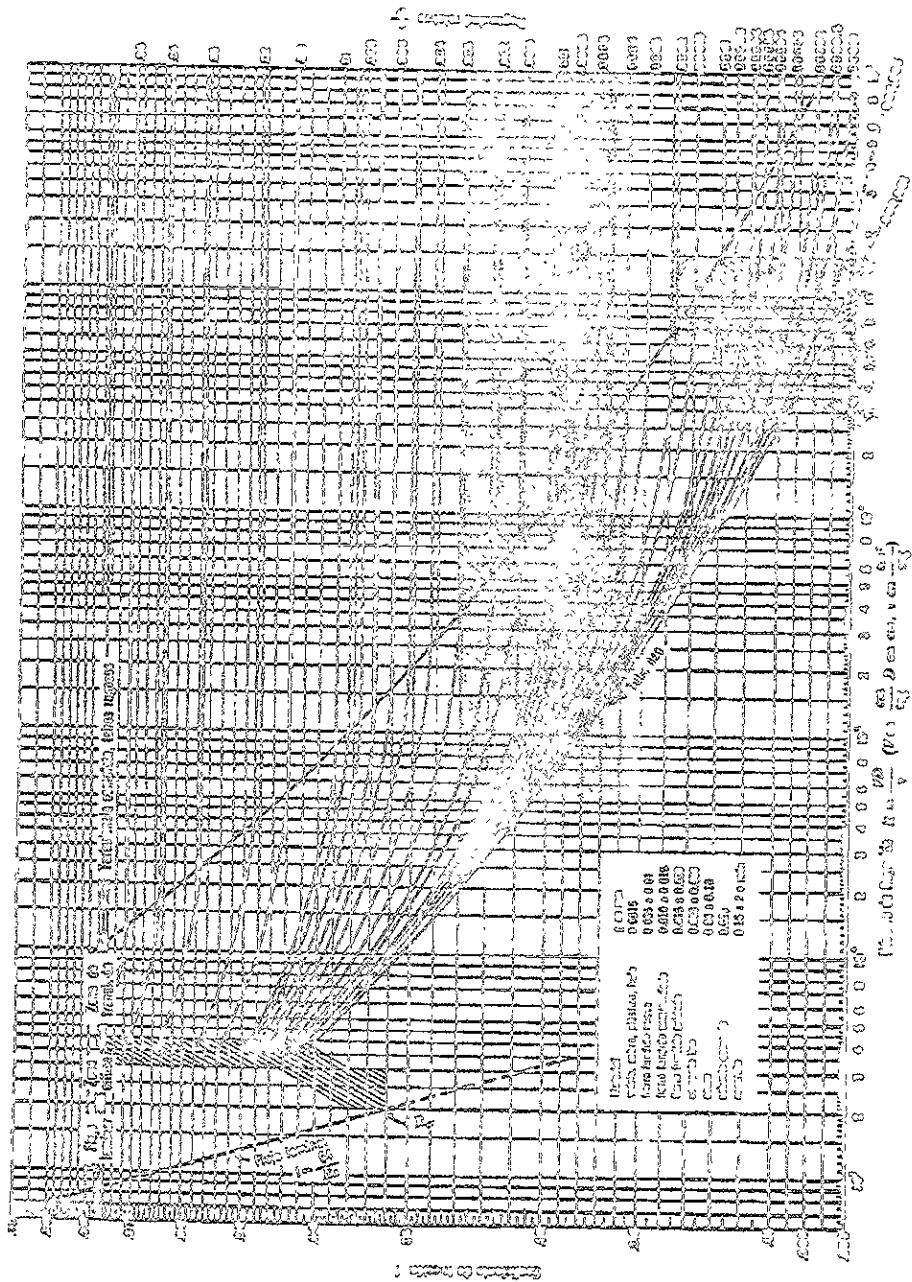


Diagrama universal de Moody.

Figura 4.3 Coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo; diagrama universal de Moody.

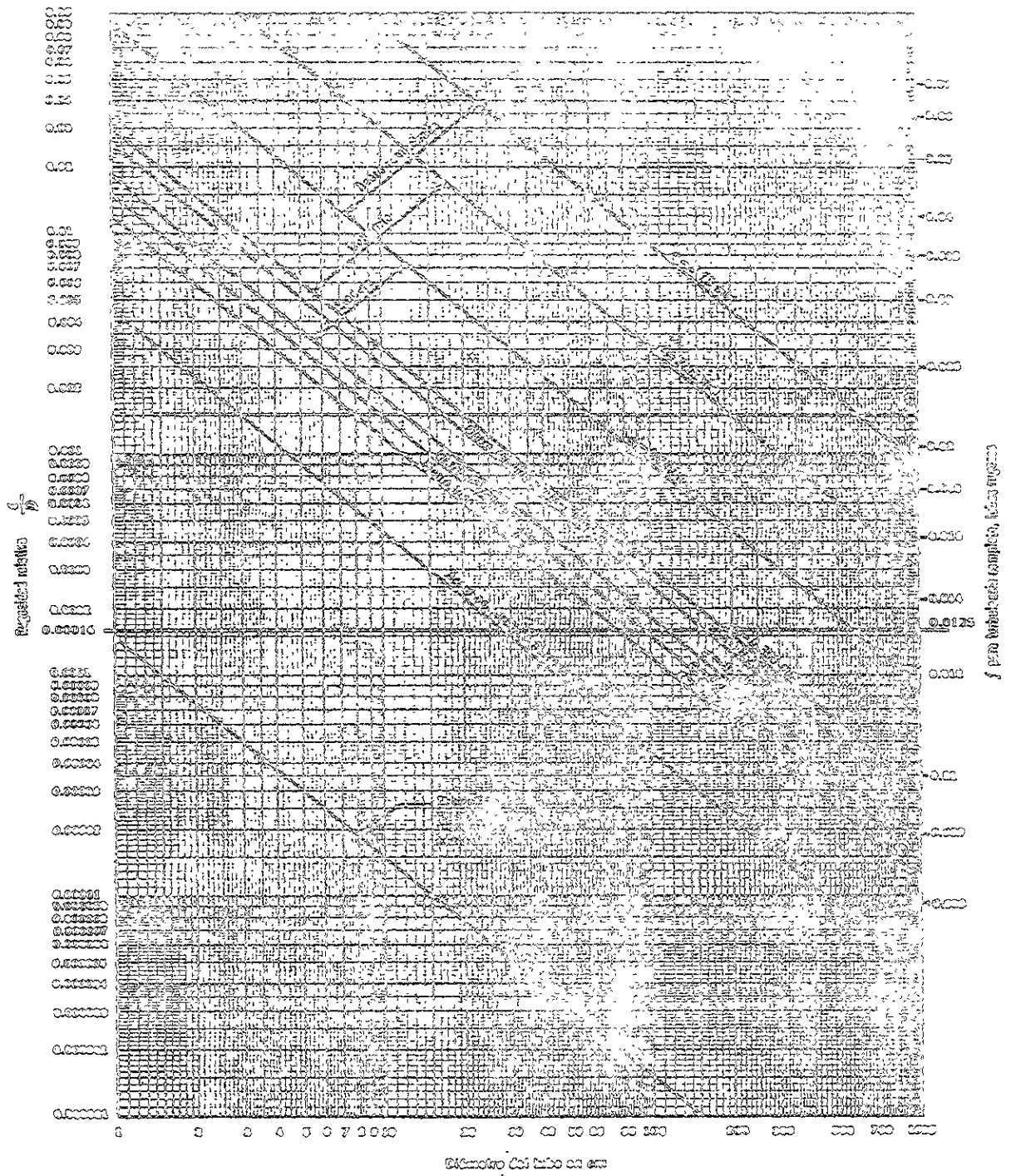


Figura 4.4 Rugosidad relativa para tubos nuevos limpios.

En la figura 4.4 se localiza el valor obtenido con la fórmula anterior.

3.- Una vez que se obtiene la rugosidad relativa, se traza una línea horizontal para interceptar el valor correspondiente a " f " para cada una de las condiciones que se requiera.

o Fórmula de Manning. Basándose en trabajos realizados a finales del pasado siglo, Robert Manning dio a conocer su famosa fórmula para flujo a superficie libre. Aunque esta fórmula fue originalmente concebida para el proyecto de canales abiertos, actualmente se utiliza también para conductos cerrados:

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

donde:

V = velocidad (m/s)

n = coeficiente de rugosidad

R = radio hidráulico (m)

S = pendiente de la línea de carga (m/m)

El radio hidráulico se define como:

$$R = \frac{\text{área de la sección mojada}}{\text{perímetro de la sección mojada}} = \frac{A}{p}$$

Para tuberías a sección llena el radio hidráulico es:

$$R = \frac{D}{4}$$

Sustituyendo el valor R , la fórmula de Manning para tubería a sección llena, queda:

$$V = \frac{0.397}{n} D^{2/3} S^{1/2}$$

o, en función de caudal:

$$Q = \frac{0.312}{n} D^{8/3} S^{1/2}$$

donde:

Q = caudal (m^3/s)

Tabla 4.1 Valores de n para la fórmula de Manning

Superficie	Óptimo	Bueno	Medio no	Malo
Tubo de hierro fundido	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubo de hierro forjado comercial negro	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubo de hierro forjado comercial galvanizado	0.013	0.014	0.015	0.017
Tubo de acero en espiral y roblonado	0.013	0.015	0.017	
Alcantarillas de tabique juntas con mortero	0.012	0.013	0.015	0.017
Superficies de cemento sin arena	0.010	0.011	0.012	0.013
Superficies de mortero de cemento	0.011	0.012	0.013	0.015
Tubo de concreto	0.012	0.013	0.015	0.016
Canales revestidos de concreto	0.012	0.014	0.016	0.018
Canales dragados en la tierra	0.025	0.0275	0.030	0.033

^oMecánica de los Fluidos. Jhon A. Roberson y Claiton T. Crow.

4.2. Cálculo de las capacidades de conducción

Para el cálculo de las capacidades hidráulicas de los colectores existentes resulta básico tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- o Las pérdidas de carga (h_f) se tomarán como la diferencia de alturas entre la cota del terreno en donde inicia el recorrido la tubería y la cota de arrastre hidráulico en la descarga (ver figura 4.5).

- o Las pérdidas locales no se consideran, ya que se desconocen las características reales en el interior del tubo.
- o Por desconocer el tirante que llegará a alcanzar en un determinado instante el Río San Mateo, se tomara como una descarga libre.

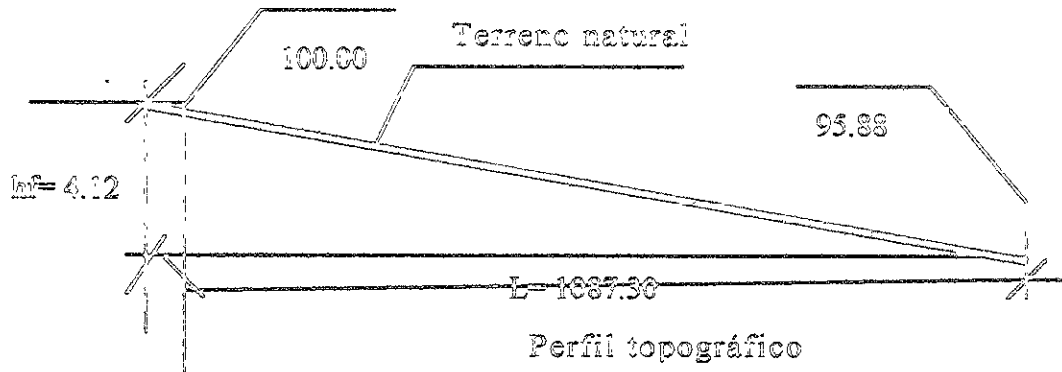


Figura 4.5 Croquis ilustrativo de criterio de cálculo.

4.2.1.- Colector Bulevar Manuel Avila Camacho.

El procedimiento de cálculo, que se desarrolla a continuación utiliza los datos obtenidos del colector Bulevar Manuel Ávila Camacho, en donde el diámetro interno de la tubería de concreto armado es de 1.22 m. La fórmula por utilizar se desprende del criterio de Darcy-Weisbach, donde:

$$Q = \sqrt{\frac{hf \pi^2 g D^5}{8fL}}$$

Para determinar pérdida de carga y de acuerdo a levantamiento topográfico, se tiene que:

$$hf = 100 - 95.88 = 4.12$$

$$hf = 4.12 \text{ m}$$

Para determinar el valor del coeficiente de rozamiento, en la tabla 4.1 se muestran algunos valores de rugosidad absoluta (ϵ).

Por lo que un tubo de concreto armado con acabados liso y varios años de servicio, tiene un valor de 0.2 mm para determinar la rugosidad relativa, se sabe:

$$\text{Rugosidad relativa} = \epsilon/D$$

donde:

$$\epsilon = 0.2 \text{ mm}$$

$$D = 1220 \text{ mm}$$

Sustituyendo valores:

$$\text{Rugosidad relativa} = 0.2/1220 = 0.00016$$

Con este valor y utilizando el diagrama de rugosidad relativa para tubos nuevos limpios, se obtiene el valor de f (figura 4.4).

Finalmente contamos con todos los elementos necesarios para el cálculo de los gastos, los cuales se aplicarán en la fórmula:

$$Q = \sqrt{\frac{(hf)\pi^2 g D^5}{8fL}}$$

donde:

$$hf = 4.12 \text{ m}$$

$$f = 0.0125$$

$$L = 1087.3 \text{ m}$$

$$D = 1.22 \text{ m}$$

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

$$Q = \text{gasto (m}^3/\text{s)}$$

Sustituyendo valores:

$$Q = \sqrt{\frac{(4.12)(3.1416)^2(9.81)(1.22)^3}{3(0.0125 \times 1087.3)}}$$

$$Q = 3.148 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.2.2.- Colector Aztecas.

Para el cálculo de las capacidades de conducción para el colector Aztecas, se considera que el agua fluye por gravedad hasta el pozo P₁₀, pero a partir de este punto realizaremos el análisis del tubo a presión por ser el inicio de la zona que tiene problemas para desalojar el agua, por lo que obtendremos los valores que intervendrán para el cálculo de "Q".

$$hf = 84.18 - 79.52 = 4.66\text{m}$$

La rugosidad absoluta se obtuvo de la tabla 4.2 siendo de 0.20mm, ya que se trata de un tubo de concreto armado de 0.91 m de diámetro.

Para determinar la rugosidad relativa se tiene:

$$\text{Rugosidad relativa} = e/D$$

Sustituyendo valores:

$$\text{Rugosidad relativa} = 0.20/910 = 0.00021$$

Tabla 4.2 Rugosidad absoluta (ϵ en tubos comerciales).

Material	ϵ en mm
Tubos lisos	
Tubos industriales de latón	0.025
Hierro forjado	0.05
Hierro fundido nuevo	0.25
Hierro fundido, con protección interior de asfalto	0.12
Hierro fundido, oxidado	1 a 1.5
Hierro fundido con incrustaciones	1.5 a 3
Hierro fundido nuevo, con bridas	0.15 a 0.3
Hierro fundido usado, con bridas	2 a 3.5
Hierro galvanizado	0.15
Acero nuevo	0.05
Acero laminado nuevo	0.04
Tubos de acero soldados de calidad normal	
Nuevo	0.05 a 0.10
Limpiaado después de mucho uso	0.015
Con remaches transversales en buen estado	0.1
Tubos con juntas longitudinales y transversales	
Asbesto cemento nuevo	0.025
Asbesto cemento con protección interior de asfalto	0.0015
Concreto en galerías colado con cimbra normal de madera	1 a 2
Concreto en galerías colado con cimbra rugosa de madera	10
concreto armado en tubos con acabado interior cuidadosamente terminado a mano	0.1
Concreto de acabado liso	0.025
Conductos de concreto armado, con acabado liso y varios años de servicio	0.2 a 0
Concreto con acabado rugoso	10

Consultando el diagrama de rugosidad relativa para tubos nuevos limpios en función del diámetro se obtiene el valor de " γ " = 0.0136

La longitud es la diferencia de cadenamientos entre la descarga y la correspondiente al pozo P₁₀.

$$L = 960.00 - 343.8 = 616.20$$

Sustituyendo valores en la fórmula para determinar gastos se obtiene:

$$Q = 2.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.2.3.- Colector Mexicas

Solamente falta calcular las capacidades hidráulicas de colector Mexicas, al igual que el colector Aztecas se considerara que el tubo trabaja por gravedad hasta el pozo P₁₉, que es el punto donde se comienza a tener problemas con las pendientes.

Siguiendo la metodología anterior, en primer lugar se hace el cálculo de hf .

$$hf = 91.04 - 81.8 = 9.24 \text{ mts}$$

Por tratarse de un tubo de concreto armado de 0.91 mts; la rugosidad relativa continua siendo de 0.00021 y el valor f es de 0.0136 de acuerdo a diagrama de rugosidad relativa para tubos nuevos limpios.

La longitud (L), es la diferencia entre el cadenamiento final y el correspondiente al del pozo P_{19B} esto es:

$$L = 1407.4 - 688.9 = 718.5 \text{ m}$$

Sustituyendo los valores en la fórmula propuesta para la determinación del gasto se obtiene:

$$Q = 2.67 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las capacidades de conducción de la infraestructura hidráulica existente se ilustran en la tabla 4.3

Colector	Gasto (m ³ /s)
Manuel Ávila Camacho	3.15
Aztecas	2.05
Mexicas	2.67

5. Estudio hidrológico.

5.- Estudio hidrológico.

De las distintas definiciones de hidrología que existen, puede decirse que quizá la más completa es la siguiente:

“Hidrología es la ciencia natural que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos”.* (Chow, V. T. (ed.) *Handbook of Applied Hydrology*, McGraw-Hill, 1956)

Aceptando ésta definición, es necesario limitar la parte de la hidrología que se estudia en la ingeniería a una rama que comúnmente se llama Ingeniería Hidrológica o Hidrología aplicada, que incluye aquellas actividades que atañen al diseño y ordenación de proyectos de ingeniería para el control y aprovechamiento del agua.

El estudio hidrológico, es el paso fundamental en la planeación, diseño y operación de algunos proyectos hidráulicos. En la fase planeación y diseño, el análisis se dirige básicamente a la fijación de la capacidad y de la seguridad de estructuras hidráulicas. Las dimensiones físicas o la capacidad de conducción de una estructura hidráulica, se determinan de acuerdo a los volúmenes y gastos que se deseen conducir, transmitir ó almacenar. La hidrología juega también un papel importante para la operación efectiva de las obras hidráulicas destinados a la generación de energía y control de avenidas.

Es así que la hidrología, trata con un elemento importante y vital como el agua y es una ciencia esencial para el aprovechamiento de los recursos hidráulicos y el diseño de obras de almacenamiento y control.

Las ciencias con las que se auxilian los estudios hidrológicos, son básicamente la Geografía Física, la Meteorología, la Geología, las Matemáticas y la Estadística.

5.1 Recopilación de datos

Una parte importante en el análisis hidrológico, es la recolección y análisis de datos. La disposición de datos básicos adecuados es esencial en todas las ciencias y la hidrología no es la excepción, las características de los fenómenos naturales con los que tienen que ver, hacen que este punto sea muy importante. En México las dependencias encargadas de la recolección y publicación de datos en forma de boletines hidrométricos y climatológicos son: La Comisión Nacional del Agua (CNA), La Comisión Federal de Electricidad (CFE) y la Comisión Internacional de Límites y Aguas México-Estados Unidos de América, además de algunos otros organismos de carácter local, como el Departamento del Distrito Federal.

Los datos obtenidos para el presente estudio se obtuvieron de la estación pluviográfica denominada Molino Blanco, la cual es operada por la Comisión Nacional del Agua, a través de la Gerencia de Aguas del Valle de México.

5.2.-Cuenca de Estudio.

Las características de las obras hidráulicas para fines de almacenamiento, generación de energía eléctrica, regularización de avenidas, así como para obras de alcantarillado pluvial tiene como base la magnitud de los escurrimientos que son generados por precipitaciones ocurridas en el área de captación. Por lo tanto y a manera de definición se puede concluir, que la cuenca de drenaje es toda el área de aportación que es drenada por una corriente ó por un sistema de corrientes, cuyas aguas concurren a un punto de salida.

Toda cuenca está limitada por una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico que cruzan las corrientes en los puntos de salida, esa línea recibe el nombre de parteaguas y constituye la división con las cuencas adyacentes.

Se encontrarán casos, en los que existan zonas aisladas de nivel topográfico alto dentro de la cuenca y casos en los que el parteaguas limite áreas, en los cuales, el escurrimiento superficial es colectado en lagos ó lagunas no conectadas con algún cauce para dar salida a esas aguas.

El área limitada por el parteaguas es en sí, el área de aportación de la cuenca, esa área puede ser diferente a la cuenca de aguas subterráneas, la cual no necesariamente tiene la misma proyección vertical.

Para facilitar los cálculos, es necesario dividir el área de las grandes cuencas, con el fin de contar con unidades de tamaño práctico, las áreas tributarias resultantes o subáreas estarán a su vez limitadas por parteaguas interiores.

La diferencia entre una cuenca grande y una cuenca pequeña desde el punto de vista hidrológico, no se hace considerando el tamaño como una función de extensión territorial, si no según el efecto de ciertas características climatológicas y fisiográficas que tienen influencia en los escurrimientos.

Independientemente de las características de la precipitación y de la evapotranspiración, el escurrimiento depende de las características geométricas de la cuenca (el área de drenaje, la pendiente, la elevación), de las características físicas del suelo (la cubierta del suelo, el uso del mismo, el tipo, las condiciones de permeabilidad y la capacidad de almacenamiento superficial).

Con el fin de conocer los valores de algunas características del escurrimiento a continuación se describen las metodologías o procedimientos de cálculo.

3.2.1. Área de la Cuenca.

Existen cuencas de muy distinta extensión: desde las oceánicas, que representan las mayores cuencas del planeta, hasta las de áreas reducidas recorridas por pequeñas corrientes. Algunas se han formado a través de procesos geológicos que provocan dilataciones, hundimientos, fracturas o plegamientos de la corteza terrestre, o bien son consecuencia de la actividad volcánica. Otras son el resultado de la erosión de la superficie terrestre causada por el viento, el agua o el hielo. La estructura de las rocas subyacentes influye en el impacto de la erosión sobre el terreno, que da lugar a la existencia de zonas bajas que se forman sobre rocas erosionables y zonas altas con rocas resistentes a la erosión.

Cuando las rocas subyacentes de una cuenca son permeables, las aguas que atraviesan el suelo, o aguas subterráneas, pueden filtrarse de una cuenca a otra. Por esta razón, los límites de una cuenca de aguas subterráneas no siempre coinciden con las líneas divisorias de aguas de la cuenca de drenaje de la superficie.

Las cuencas reciben agua en forma de precipitaciones como parte del ciclo del agua. Parte de las precipitaciones regresan a la atmósfera una vez que han sido captadas por la vegetación y se han evaporado en la superficie de las hojas y ramas. La mayor parte se pierde por la evaporación que tiene lugar en el suelo y por la transpiración de las plantas.

El área de una cuenca es el área limitada por el parteaguas y al medirla, realmente se mide su proyección sobre un plano horizontal, utilizándose para ello un planímetro y expresando los resultados en kilómetros cuadrados, aunque también se acostumbra expresarla en hectáreas (Fig. 5.1).

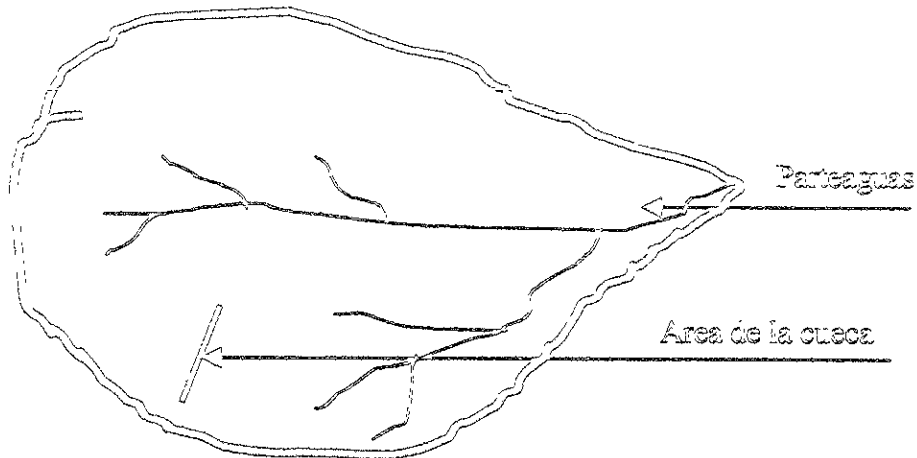


Figura 5.1 Croquis ilustrativo del área de la cuenca.

5.2.3.- Características Generales de Cuenca de Estudio.

Con el objeto de conocer las características de la cuenca, se utilizó la carta topográfica escala 1:7000 del Municipio de Naucalpan editada por la dirección de Sistema Municipal de la cual se obtuvieron los datos necesarios para la elaboración del presente estudio (plano 5.1).

El parteaguas de la cuenca, se definió reconociendo las elevaciones registradas en la carta topográfica, además de que se realizó un recorrido en la localidad, con el fin de delimitar con mas precisión el parteaguas de la cuenca.

El área de la cuenca es uno de los elementos mas importantes dentro de un estudio hidrológico desde varios puntos de vista:

Constituye un valor que sirve de base para el cálculo de otros elementos como por ejemplo el gasto.

El gasto crece a medida que aumenta el área de la cuenca.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA EN OBRAS DE CONCRETO
TRABAJO DE GRADUACIÓN PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO EN OBRAS DE CONCRETO
ALUMNO: JUAN CARLOS GARCÍA GARCÍA
CARRERA: INGENIERÍA EN OBRAS DE CONCRETO
CARRERA: INGENIERÍA EN OBRAS DE CONCRETO
CARRERA: INGENIERÍA EN OBRAS DE CONCRETO

PLANO 51
Escala: 1:1000
Fecha: 15/05/2017

Dentro del estudio que nos ocupa, una vez que fue definida la cuenca en la carta topográfica, se procedió a la obtención del área utilizando para ello un planímetro; el área total de 109.71 Ha.

Para localizar el cauce principal se localizaron los puntos de menor elevación dentro de la cuenca registrados en la carta topográfica.

La pendiente del cauce principal es otro de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta y su valor se define por el desnivel que se tiene entre los extremos de la corriente, dividido entre su longitud medida en planta; esto es:

$$S = \frac{a-b}{L}$$

donde:

a = cota en el extremo aguas arriba (m)

b = cota en el extremo aguas abajo (m)

L = Longitud del cauce principal (m)

Sustituyendo valores:

$$S = \frac{2313.92 - 2257.53}{1410.23} = 0.039$$

$$S = 0.039$$

$$S = 3.99\% \approx 4\%$$

3.3. Características climatológicas de la Cuernca.

El clima es el conjunto de fenómenos meteorológicos que caracterizan al estado promedio de la atmósfera en un lugar específico durante un período de tiempo determinado. Para conocer las características del clima que predomina en un lugar, es necesario realizar observaciones y registros del estado del tiempo atmosférico durante largos períodos de tiempo (años), en los que se considera principalmente la temperatura y la precipitación que son los elementos principales del clima.

De acuerdo con los estudios realizados se ha logrado hacer una clasificación de los distintos climas que se distinguen.

1. Cálidos húmedos *A*
2. Templados húmedos *C*
3. Fríos *E*
4. secos *B*

o En los climas cálidos húmedos (*A*) la temperatura promedio del mes más frío es mayor a 18° C, y según el nivel de precipitación, tanto la anual como la del mes más seco existen las siguientes variantes de este tipo de clima:

- ⇒ Húmedo.- Con lluvias todo el año (con precipitación en el mes más seco menor a 60 mm).
- ⇒ Subhúmedo con lluvias abundantes en verano (con precipitación en el mes más seco menor a 60 mm.)

La diferencia entre los dos últimos se establece con base en el total de precipitación anual. Las regiones naturales de clima cálido son la selva húmeda o tropical y la sabana.

- o El grupo de climas templados húmedos (C) se caracteriza por presentar temperaturas promedio entre -3°C y 18° C, presentando tres variantes según el régimen de humedad:

Lluvias todo el año (Cf)

Lluvias en verano (C)

Lluvias en invierno

Este grupo de climas se ubica principalmente en el centro del país, en importantes áreas de Estados como Puebla, Estado de México, Guanajuato, Querétaro y Michoacán.

- o Los climas fríos (E) tienen una temperatura media del mes más caliente menor a 10°C, este grupo climatológico se localiza sólo en las regiones más elevadas de los volcanes de México.
- o Los climas secos (B), son los que ocupan una mayor extensión en el país; se caracteriza por el hecho de que la evaporación excede a la precipitación, de forma que no hay la posibilidad de que existan aguas permanentes, las regiones naturales con este tipo de climas forman la estepa y el desierto, tienen en común, las temperaturas extremas, pero se diferencian entre sí por tener escasas lluvias.

Las características antes descritas, son muy generales ya que cada grupo se subdivide en subgrupos, en los que uno de los criterios más importantes para esta clasificación lo constituye el índice de Lang, que toma como base de comparación el cociente que resulta de la relación entre la precipitación total anual (expresada en mm) entre la temperatura media anual (dada en °C).

$$\text{Índice de Lang} = P/T$$

Este valor representa la relación que existe entre los dos elementos más importantes del clima y es un índice de humedad.

Los cocientes P/T menores de 43.2 se consideran como un nuevo subtipo climático al cual se le designa con el símbolo W_0 .

Las estaciones cuyo cociente P/T sea mayor que 53 son mas húmedas y se han designado con el símbolo de W_2

Las localidades cuyo cociente P/T quede comprendido entre 42.2 y 55.3, es decir que son intermedios, en cuanto a su grado de humedad se clasificaron como W_1 .

De esta forma, cualquiera de los tipos de clima mencionados anteriormente quedan divididos en tres subtipos de acuerdo a su grado de humedad: W_0 corresponde al menos húmedo, W_1 el de humedad intermedio y W_2 el mas húmedo.

En el cuadro 5.3.1.- Se muestran los tipos de climas característicos del Municipio de Naucalpan.

Climas	Símbolos	Superficie Municipal
Templado Subhúmedo con lluvias en verano de mayor humedad.	C (W_2)	43.78
Templado Subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media.	C (W_1)	59.92
Semifrío Subhúmedo con lluvia en verano de mayor humedad.	C (E) (W_2)	16.30

*Cuaderno Estadístico Municipal Naucalpan Estado de México (INEGI)

5.4. - Precipitación.

En hidrología, precipitación es el término general que se aplica para identificar el agua que proviene de las nubes y cae a la tierra en cualquiera de sus estados físicos.

La hidrología, se interesa más cuando la precipitación viene a enriquecer el suelo ó los mares, sin embargo una vez que cae al suelo, se convierte en un elemento básico para esta.

Existen varios elementos que son esenciales para que se verifique la precipitación, tales como la humedad atmosférica y el movimiento general de la atmósfera.

De acuerdo con el ciclo hidrológico, el proceso de la formación de la precipitación es el siguiente: El vapor de agua producto de la evaporación de los mares al ascender proporciona la humedad necesaria; para que el vapor de agua se condense, es necesario que la temperatura llegue a ser menor que su punto de rocío y que además existan núcleos de condensación para que sobre la superficie se deposite el agua o hielo. Si los núcleos de condensación son pequeños polvos de sales u óxido de nitrógeno, se forman gotas de agua, si son polvos de CO_2 se forma nieve, en caso de no existir núcleos de condensación, el aire puede ser enfriado a una temperatura muy por abajo del punto de rocío, sin que haya condensación del vapor de agua. La condensación del vapor de agua puede ocurrir a gran altura ó en el mismo suelo y una vez condensada puede ó no ocurrir precipitación.

Mientras no se presente precipitación, las pequeñas gotas ó cristales de hielo que constituyen las nubes, se encuentran en un estado llamado de estabilidad coloidal, el cual se determina por la carga eléctrica de las partículas, tamaño, temperatura y un movimiento relativo de las gotas de agua así como la coexistencia de cristales de hielo y gotas de agua. A continuación se describe brevemente cada uno de estos factores.

- o Carga eléctrica de las partículas.- Los elementos constitutivos de toda nube normalmente poseen una pequeña carga eléctrica cuando existe estabilidad coloidal la carga eléctrica de las gotas próximas es del mismo signo, que lejos de facilitar la unión de las partículas para formar gotas mayores, y ocurra la precipitación, tiende a alejarlas y posiblemente sea necesaria una acción turbulenta dentro de la nube para que las gotas con carga eléctrica distinta lleguen a quedar próximas y se favorezca la unión de ellas.
- o Tamaño de las partículas.- La presión de vapor de agua en la superficie de las gotas de agua, tiene pequeñas diferencias deoidas al tamaño de ellas, dichas diferencias favorecen a que las gotas pequeñas se evaporan y se condensan en las gotas mayores.
- o Temperatura de las partículas.- El agua de las gotas con mayor temperatura tiende a evaporarse para condensarse sobre las gotas mas frías, aumentando el volumen de estas y favoreciendo la precipitación.
- o Movimiento de las gotas de agua.- Siendo un factor importante para que se produzca la precipitación, puesto que la mayoría de las nubes turbulentas no producen precipitación, se deduce que no es el movimiento dentro de una nube lo que ocasiona se rompa la estabilidad, sino que favorece la mezcla de diferentes porciones de la nube uniéndolas con diferente carga eléctrica, tamaño y temperatura dando lugar a la coexistencia de cristales de hielo y gotas de agua.

3.4.1. Formas de Precipitación.

En las latitudes medias, la precipitación se presenta en distintas formas mismas que dependen de las condiciones meteorológicas existentes y pueden distinguirse con claridad las siguientes:

- Llovizna.- Son gotas de agua con diámetro menor a 0.5 mm y su intensidad es generalmente de 1.0 mm/hr. Por lo cual semejan estar flotando en el aire y con ellos siguen con facilidad el curso del viento.
- Lluvia.- Son gotas de agua que caen de las nubes, con un diámetro superior 0.5 mm, con velocidades que varían de acuerdo a su intensidad y pueden dividirse en:
 - ⇒ Ligera.- Con gotas menores de 2.5 mm. de diámetro.
 - ⇒ Mediana ó moderada.- con gotas que fluctúan entre los 2.5 a 7.5 mm.
 - ⇒ Intensa o fuerte.- Se presentan gotas mayores a 7.5 mm de diámetro.

Si la llovizna y la lluvia se presentan cuando la temperatura ambiente es inferior a 0° entonces se forma sobre la superficie en que caen una capa de hielo.

- Granizo.- Esta constituido por bolas de hielo de 5 a 50 mm. de diámetro; que son producto de la condensación de gotas de lluvia formando granos de hielo duro, poco transparente y de forma globular, que caen separados o en grupos irregulares.
- Nieve.- La constituyen cristales de hielo de color blanco, translucido ramificado generalmente en forma de estrellas hexagonales (vistos al microscopio). Atendiendo a su intensidad, ésta puede ser ligera, moderada y fuerte.
- Rocío.- Es el vapor de agua que se condensa sobre la superficie de los objetos a causa de que el aire ambiente sufre un descenso de temperatura.

o Escarcha.- Es debida a un fenómeno denominado sublimación, por el cual los cristales de hielo son formados directamente sobre la superficie, en virtud de que el aire se ha enfriado a 0°C.

En general, las nubes están formadas por enfriamiento del aire por debajo del punto de saturación, este enfriamiento puede ser el resultado de uno o más procesos, pero el enfriamiento por disminución de presión debido a un ascenso de nivel, es el único proceso por el cual las masas de aire pueden enfriarse rápidamente por abajo de su punto de rocío.

El tipo y cantidad de precipitación depende en gran forma del tipo y la cantidad de enfriamiento y de la humedad existente en el aire. De esta forma, la única causa de cantidades considerables de precipitación, puede ser asociada con la causa de movimiento ascendente. Así mismo, en forma natural se combinan varios efectos causantes de la precipitación.

Independientemente de la forma y tipo de precipitación, una vez que el agua de lluvia llega al suelo, la altura de precipitación "h" que tiene lugar en determinado tiempo "t" se distribuye, dependiendo la forma de distribución de las condiciones imperantes en el momento y en el sitio que ocurra la precipitación.

5.4.2. Medida de la precipitación.

La precipitación, es probablemente el primer elemento meteorológico medido por el hombre. Existen evidencias de registros de precipitación utilizados en las indias en el siglo IV A.C, y en Corea por el año 1442; los registros más modernos se comenzaron a utilizar en Europa después del siglo XV.

Todas las formas de precipitación son medidas sobre la base de la altura vertical del agua producto de la precipitación, la cual se acumula sobre determinada superficie. Se ha desarrollado una gran variedad de instrumentos y técnicas para el registro y recopilación de datos informativos de la precipitación. Los instrumentos mas importantes son los que miden la cantidad de precipitación.

5.4.3. Instrumentos y unidades de medida.

Por lo general, la precipitación se registra como el tirante o espesor alcanzado por el agua, así una precipitación de una pulgada indica que ha caído el agua suficiente como para cubrir de una manera uniforme la superficie con una pulgada de espesor, por lo general el tirante alcanzado por la precipitación se expresa en milímetros (mm).

El instrumento más utilizado para medir la precipitación es el pluviómetro, que consiste en términos generales en un recipiente en el cual se acumula la precipitación y el observador simplemente mide la profundidad en el interior del mismo, después de cada precipitación (figura 5.2).

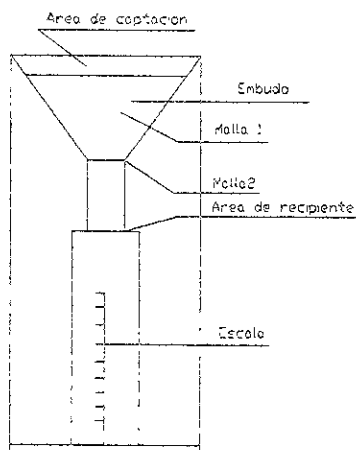


Figura 5.2 Pluviómetro

Los pluviógrafos son semejantes a los pluviómetros con la diferencia de que existe un mecanismo para producir un registro continuo de precipitación. Este mecanismo, está formado por un tambor que gira a velocidad constante sobre el que se coloca un papel graduado especialmente. En el recipiente, se coloca un flotador que se une mediante un juego de varillas a una plumilla que marca las alturas de la precipitación en papel (ver figura 5.3), el recipiente normalmente, tiene una capacidad de 10 mm de lluvia y al alcanzarse esta capacidad, se vacía automáticamente, mediante un sifón. El pluviógrafo antes descrito, es el de uso más común en México, aunque existen otros tipos como el de resorte, que en lugar de flotador, utiliza un resorte que se deforma con el peso del agua y que es preferible utilizarlo cuando se mide la nieve; y el de balancín. Que tiene dos recipientes colocados sobre un balancín que gira dejando al otro recipiente en posición de ser llenado.

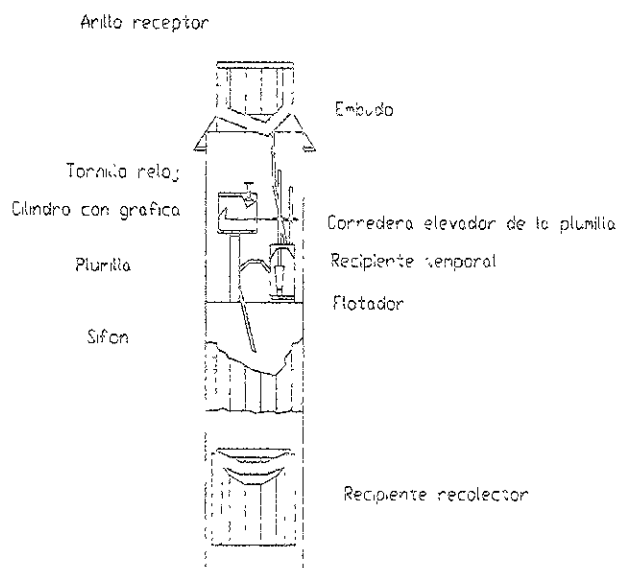


Figura 5.3 Pluviógrafo.

En algunos aparatos, el volumen de agua necesaria para hacer girar el balancín, es el correspondiente a 0.25 mm de lluvia. En este tipo de pluviógrafos, al hacer girar el balancín se acciona un interruptor que produce un impulso eléctrico que a su vez mueve la plumilla para registrar la altura de precipitación correspondiente (figura 5.3).

5.5. Descripción General de la Estación Pluviográfica Molino Blanco.

La estación pluviográfica Molino Blanco, como se dijo anteriormente es operada por la Comisión Nacional del agua a través de la Gerencia de Aguas del Valle de México, se encuentra situada junto a la estación hidrométrica Molino Blanco, sobre el Bordo de la margen derecha del Río Hondo a unos 4 km. aproximadamente de la población de Puente de Vigas, dentro del Municipio de Naucalpan en el Estado de México.

Coordenadas:	Latitud N. 19° 28' 40" Longitud WG 99° 13' 15"
Altitud:	2260 m.s.n.m. (determinada con altímetro)
Instrumentación:	La estación meteorológica cuenta con un pluviógrafo marca "Rossbach", un pluviómetro tipo S.X, un evaporómetro, una veleta y un evapotranspirómetro.
Dependencia:	Es operada por la Residencia General de Administración y Control de Sistemas Hidrológicos de la Gerencia de Aguas del Valle de México.
Período de información:	Se dispone de información desde el 23 de junio de 1955 a la fecha.

Esta dependencia edita anualmente los boletines hidrológicos que registran los datos de todas las estaciones con las que cuenta. Para el desarrollo del presente estudio se obtuvieron los boletines correspondientes a un período de 21 años, es decir se pudieron consultar y fotocopiar los datos correspondientes de 1971 a 1993, ya que son los datos que se pudieron consultar.

Los datos utilizados son los que proporcionaron los boletines hidrológicos correspondientes a las intensidades de lluvia en milímetros por hora para diversos tiempos de duración de las principales tormentas registradas.

Los datos que se considerarán en el presente estudio serán los máximos registrados en cada año, para cada tiempo de duración.

Los boletines hidrológicos presentan tablas como la que se ilustra a continuación, con el fin de evitar la inclusión de todos los registros mencionados, se presenta a manera de ejemplo la tabla correspondiente al año de 1989. (Anexo 5.1-a y 5.1-b).

En los anexos se puede observar que los registros corresponden solamente a las precipitaciones máximas que se presentaron los diferentes meses en los cuales se presentó este fenómeno natural; Para el desarrollo del presente estudio, solamente utilizaremos los registros máximos anuales para cada tiempo de duración obteniéndose los resultados que se presentan en la tabla 5.1.

Los datos descritos en la tabla 5.1. corresponden a los registrados durante 21 años en la estación pluviográfica Molino Blanco, reiterando que en estos registros solamente se tomaron en cuenta las intensidades máximas anuales para cada tiempo de duración.

3.6. Intensidad de lluvia.

El análisis hidrológico, se realiza finalmente con el único objetivo de calcular la intensidad de lluvia que presenta en la zona de estudio.

Para dimensionar cualquier obra de tipo pluvial es necesario conocer el valor de los gastos máximos instantáneos pluviales, que son función de la intensidad "i" de las precipitaciones máximas mensuales del mayor número de años posibles, ya que para cada localidad o centro urbano de población, éste valor varía.

Debe buscarse la intensidad máxima probable para un cierto tiempo o período de retorno (T_r) y una determinada duración de lluvia.

Para la determinación de la intensidad máxima probable (i) existen varios métodos probabilísticos: Chen Lung, Gumbel, Chow, Levediev y Nash.

El método utilizado para la elaboración de este trabajo es el de Gumbel, tomando datos pluviométricos de la estación Molino Blanco, la cual es la más cercana al sitio del proyecto.

3.6.1. Intensidad máxima probable según método de Gumbel.

Los datos reportados por el pluviógrafo instalado en una Estación Pluviográfica, pueden y deben ser analizados mediante la elaboración de una tabla de Registro Pluviográfico, para esto se procede de la manera siguiente:

- o Primero.- Se analizaron los registros pluviográficos de la estación Molino Blanco para conocer sus intensidades máximas anuales para diferentes tiempos de duración.

S.A.R.H. COMISION NACIONAL DEL AGUA

COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
 COMISION DE ESTUDIOS Y EVALUACION

MURCIELES
 INVALCAMPAN

URAGUON
 VALLE DE MEXICO

ESTADO
 MEXICO

ESTACION
 ESTILO PANAMICO

ANO 1953

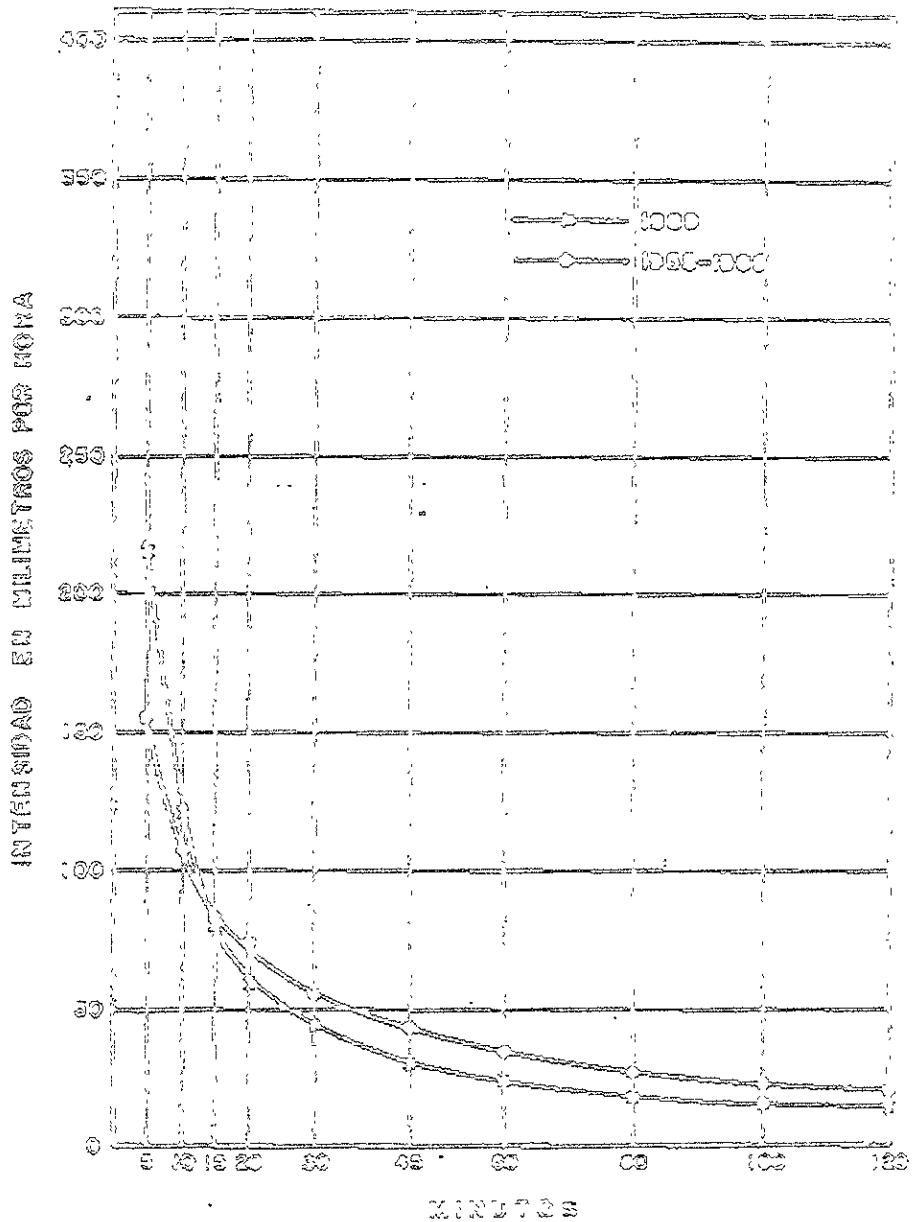
INTENSIDADES DE LLUVA EN MIL METROS POR HORA
 (Para diversos tiempos de duracion, de las 5:00 a las 24:00 horas)

FECHA	DURACION (minutos)	LLUVA ACUMULADA (mm)	TIEMPOS DE DURACION (minutos)												
			5	10	15	20	30	45	60	90	120	160	180		
ABR/10/53	60	13	128	65	42	31	24	17	13	9	6				
ABR/12/53	170	14	76	39	26	23	16	11	8	5	4				
MAY/2/53	150	24	170	88	57	42	32	23	17	10	7				
MAY/16/53	230	19	42	28	20	17	15	10	9	8	6				
JUN/13/53	60	16	120	33	22	18	14	10	8	6	6				
JUN/27/53	120	36	33	23	17	16	11	8	6	5	4				
JUN/29/53	240	23	120	64	34	26	21	14	10	8	7				
JUL/13/53	110	27	64	34	26	21	14	10	8	7	7				
JUL/21/53	250	13	31	17	13	10	8	6	5	4	4				
AUG/5/53	30	22	48	24	19	15	11	8	6	5	4				
AUG/25/53	230	15	40	21	16	12	9	7	5	4	4				
AGO/10/53	100	14	120	70	40	30	23	16	11	8	7				
AGO/27/53	70	16	40	21	16	12	9	7	5	4	4				
AGO/28/53	130	15	112	60	35	26	20	14	10	8	7				
AGO/29/53	60	20	112	57	32	24	18	12	9	7	7				
AGO/30/53	100	14	76	38	28	21	16	10	8	6	6				
SEP/6/53	80	13	115	62	41	31	23	17	12	9	7				
SEP/21/53	450	17	65	35	26	20	15	10	8	6	6				
SEP/27/53	300	17	89	44	30	23	16	11	8	7	7				
OCT/13/53	60	23	216	120	80	66	48	30	20	14	12				
			216	120	80	66	48	30	20	14	12				

VALORES MAXIMOS

100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500 1600 1700 1800 1900 2000 2100 2200 2300 2400 2500 2600 2700 2800 2900 3000 3100 3200 3300 3400 3500 3600 3700 3800 3900 4000 4100 4200 4300 4400 4500 4600 4700 4800 4900 5000 5100 5200 5300 5400 5500 5600 5700 5800 5900 6000 6100 6200 6300 6400 6500 6600 6700 6800 6900 7000 7100 7200 7300 7400 7500 7600 7700 7800 7900 8000 8100 8200 8300 8400 8500 8600 8700 8800 8900 9000 9100 9200 9300 9400 9500 9600 9700 9800 9900 10000

SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS
 COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA
 COMISIÓN DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
 CURVAS DE INTENSIDADES MÁXIMAS MÁXIMORUM
 ESTACION : MOLINO BLANCO, D.F.



Anexo 5.1 b.- Curvas de intensidades máximas máximum de la estación Molino Blanco correspondientes al año 1989.

Tabla S.1. Intensidades de lluvia en milímetros para diferentes tiempos de duración, de la estación pluviográfica Molino Blanco

AÑO	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1973	180.00	117.00	110.40	88.60	67.50	51.50	40.40	32.10	27.20	23.80
1974	130.80	77.40	59.60	53.40	42.00	30.50	27.40	22.00	18.50	15.70
1975	111.60	76.80	65.20	55.50	44.40	40.00	34.30	27.60	23.00	19.60
1976	142.80	113.40	88.00	70.00	52.00	40.00	31.00	24.20	19.60	16.50
1977	156.00	132.00	98.00	81.00	70.00	47.70	36.00	27.00	21.60	18.00
1978	120.00	84.00	72.40	60.30	43.00	29.50	22.70	17.40	14.40	12.10
1979	132.00	88.80	66.20	54.90	38.00	26.70	21.50	17.40	14.70	12.70
1980	126.00	77.00	60.70	52.50	38.50	30.90	24.90	19.60	16.60	14.10
1981	241.20	144.80	125.30	111.50	87.90	62.90	49.20	38.00	30.60	25.60
1982	134.40	93.60	82.00	77.30	66.00	56.30	50.30	42.40	35.90	30.00
1983	148.80	135.60	112.40	99.60	86.80	74.70	60.30	46.20	37.30	31.30
1984	152.00	106.00	86.00	76.00	62.00	46.00	35.00	30.00	25.00	18.00
1985	87.10	69.80	58.70	53.50	44.80	33.10	29.30	20.20	17.30	12.80
1986	210.00	153.00	104.80	95.70	67.40	49.70	39.20	29.60	27.40	22.80
1987	241.20	150.00	119.20	101.40	75.40	59.20	51.00	40.30	34.00	32.40
1988	162.00	111.00	80.40	72.80	63.90	57.30	52.30	41.50	35.90	29.00
1989	216.00	120.00	80.00	65.00	45.00	30.00	23.00	18.00	14.00	12.00
1990	126.00	90.00	80.00	67.00	50.00	37.00	30.00	23.00	20.00	18.00
1991	106.00	95.00	92.00	74.00	53.00	41.00	35.00	29.00	23.00	20.00
1992	132.00	71.00	58.00	52.00	37.00	26.00	19.00	15.00	15.00	14.00
1993	156.00	93.00	72.00	54.00	45.00	39.00	31.00	26.00	21.00	18.00

- o Segundo.- Se ordenaron los datos antes señalados para cada tiempo de duración en orden decreciente de magnitud y se les asigna un número progresivo "m" (1,2,3,...m) llamado "n" al número de años observados (Tabla 5.2.).

Una vez ordenados estos datos iniciamos los cálculos necesarios para obtener el valor de la intensidad máxima probable.

Análisis de la formula de intensidad de lluvias máximas en la estación pluviográfica Molino Blanco.

Un segundo paso necesario y previo al cálculo del ó los interceptores, es sistematizar la obtención del valor de la intensidad máxima para un período de retorno de 5 años, para esto se recuerda que la desviación estándar (D), esta determinada por la formula:

$$D = \sqrt{\frac{\sum (i - \bar{i})^2}{n - 1}}$$

n.- Número de años

Considerando la tabla 5.2 anterior, se calculan los valores $\sum (i - \bar{i})^2$ Es decir para cada año y tiempo de duración se calcula $(i - \bar{i})^2$ y al final se suman todos los valores resultantes para obtener $\sum (i - \bar{i})^2$ y los datos obtenidos, son registrados en la tabla 5.3

La desviación estándar (D) resulta una operación simple de cálculo, puesto que ya se cuenta con los valores $\sum (i - \bar{i})^2$ para cada tiempo de duración. Es decir solo falta obtener la raíz cuadrada de la resultante de dividir cada valor obtenido, para un tiempo determinado $\sum (i - \bar{i})^2$ entre $n - 1$; Por lo que para este caso.

$$n = 21$$

Luego:

$$n-1=21-1=20.$$

Tabla S.2. Inadecuados de flujos en milímetros para diferentes tiempos de duración, de la estación pluviométrica Modelo El Estero ordenados en forma decreciente.

n	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	241.20	153.00	125.30	111.50	87.90	74.70	60.30	46.20	37.30	32.40
2	241.20	150.00	119.20	101.40	86.80	62.90	52.30	42.40	36.90	31.30
3	216.00	144.80	112.40	99.60	75.40	59.20	51.00	41.50	35.90	30.00
4	210.00	135.60	110.40	95.70	70.00	57.30	50.30	40.30	34.00	29.00
5	180.00	132.00	104.80	88.60	67.50	56.30	49.70	38.00	30.60	25.60
6	162.00	120.00	98.00	81.00	67.40	51.50	40.40	32.10	27.40	23.80
7	156.00	117.00	92.00	77.30	66.00	49.70	39.20	30.00	27.70	22.80
8	156.00	113.40	88.00	76.60	63.90	47.70	36.00	29.60	25.00	20.00
9	152.00	111.00	86.00	74.00	62.00	46.00	35.00	29.00	23.00	19.60
10	148.80	106.00	82.00	72.80	53.00	41.00	35.00	27.60	23.00	18.00
11	142.80	95.00	80.40	70.00	52.00	40.00	34.30	27.00	21.60	18.00
12	134.40	93.60	80.00	67.00	50.00	40.00	31.00	26.00	21.00	18.00
13	132.00	93.00	80.00	65.00	45.00	39.00	31.00	24.20	20.00	18.00
14	132.00	90.00	72.40	60.30	45.00	37.00	30.00	23.00	19.60	16.50
15	130.80	88.80	72.00	55.50	44.80	33.10	29.50	22.00	18.50	15.70
16	126.00	84.00	66.20	54.90	44.40	30.90	27.40	20.20	17.30	14.10
17	126.00	77.40	65.20	54.00	43.00	30.50	24.90	19.60	16.60	14.00
18	120.00	77.00	60.70	53.90	42.00	30.00	23.00	18.00	15.00	12.80
19	111.60	76.20	59.60	53.40	38.50	29.50	22.70	17.40	14.70	12.70
20	106.00	71.00	58.70	52.50	38.00	26.70	21.50	17.40	13.40	12.10
21	87.10	69.80	58.00	52.00	37.00	26.00	19.00	15.00	14.00	12.00
SUMAS (F)	3,211.50	2,199.20	1,771.50	1,516.00	1,179.60	509.00	743.00	385.50	483.60	416.20
FORMA (F)	152.95	104.70	84.35	72.80	56.17	43.20	35.30	24.90	24.60	19.10

Los valores obtenidos de la desviación estándar se muestran en la tabla 5.3.

Las intensidades probables para los diferentes tiempos de duración y un período de retorno de 5 años se calcula como sigue:

$$I=i-DK$$

donde:

I = Intensidad probable

i = Valor promedio de i

D = desviación estándar

K = constante (Para un período de retorno determinado)

donde:

$$K=0.45+0.78\text{LnLn}(Tr/(Tr-1))$$

Sustituyendo valores:

$$K=0.45+0.78\text{LnLn}(5/(5-1))$$

$$K=-0.7199$$

Como los valores i están calculados en la tabla 5.2, y los correspondientes a D en la tabla 5.3 solamente queda por obtener los valores de (DK) y después los de I . Los cuales se registraran en la tabla 5.4

A partir de las intensidades probables obtenidas por el método de Gumbel, se pueden calcular intensidades específicas para tiempo de duración y período de retorno de 5 años (tabla 5.5), datos que posteriormente se representaran en la gráfica 5.1.

Con la finalidad de contar con información adicional, se procederá a el cálculo de las intensidades para un período de retorno de 10 años ya que hasta el momento desconocemos período de retorno que deberemos de aplicar en el presente estudio.

Tabla 5.3. Diferencias al cuadrado de las intensidades máximas anuales e intensidades promedio $(i - i)^2$ para los diferentes tiempos de duración

AÑO	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	7,788.5567	2,230.5915	1,677.0990	1,545.2368	1,006.7041	986.8582	620.9615	333.8441	191.0974	158.0401
2	7,788.5567	2,049.9343	1,214.6898	853.1949	938.1111	384.7208	286.2559	209.4214	180.1984	131.5930
3	3,975.6556	1,606.1018	786.9371	751.2807	369.7391	253.2649	243.9563	184.1829	154.3508	103.4574
4	3,255.0220	953.3397	678.7275	552.6966	191.2302	196.4006	222.5795	153.0515	110.7504	84.1146
5	731.8540	743.9911	418.3006	269.2717	178.3372	169.3720	190.9675	101.4331	50.7485	33.3091
6	81.9532	233.3623	186.3880	77.6073	126.0815	67.4747	25.1914	17.4006	15.9962	15.7720
7	09.3196	150.7051	58.5492	26.1070	96.6014	41.1432	14.5855	04.2907	13.8667	08.8792
8	09.3196	75.2764	13.3400	14.5123	59.7313	19.4860	00.3833	02.7936	02.4720	00.0294
9	00.8972	39.3907	02.7304	03.2743	33.9726	07.3674	00.1451	01.1479	00.2268	00.0523
10	17.1993	01.6287	05.5112	00.3715	10.0578	05.2244	00.1451	00.1080	00.2268	03.3438
11	102.9657	94.5523	15.5835	04.7983	17.4006	10.7958	01.1683	00.8623	03.5201	03.3438
12	343.9986	123.7389	18.9016	26.9413	38.0862	10.7958	19.1923	03.7195	06.1316	03.3438
13	438.7852	137.4475	18.9016	51.7033	124.8002	18.3672	19.1923	13.9025	12.0840	03.3438
14	439.7852	216.7903	142.7451	141.3840	124.8002	39.5100	28.9541	24.2911	15.0249	11.0756
15	490.4985	253.5674	152.4632	278.5728	129.3087	103.7485	34.5850	35.1483	24.7626	17.0453
16	726.1516	429.4759	329.3354	298.9614	138.5659	153.4056	63.6948	59.7313	38.1454	32.8168
17	726.1516	746.5900	366.6306	330.8943	173.4858	163.4741	109.8493	69.3656	47.2821	33.9726
18	1,085.5180	768.6091	559.2090	349.3348	200.8286	176.5098	153.2867	98.5771	71.8460	49.4012
19	1,709.5909	779.7386	612.4437	353.0829	312.2784	190.0455	160.8052	110.8514	77.0217	50.8169
20	2,204.0396	1,137.2947	657.6994	387.7158	330.1998	275.0854	192.6794	110.8514	82.3774	59.7313
21	4,335.8539	1,219.6718	694.1960	407.6563	367.5426	298.7954	268.3339	167.1487	89.7984	61.7870
(1-1)	36,261.6727	13,991.7981	8,610.4919	6,724.5983	4,917.8633	3,571.8453	2,655.9124	1,702.1230	1,187.1782	864.7730
D	42.5803	26.4498	20.7491	18.3366	15.6810	13.3638	11.5259	9.2253	7.7645	6.5754

Al igual que el análisis anterior, sabemos que los valores t están calculados en la tabla 5.2, se obtendrá los valores de (DK) y después los de I , registrándolos en la tabla 5.6. antes se deberá calcular el valor para K .

$$I = t - DK$$

$$K = 0.45 + 0.78 \text{LnLn}(Tt / (Tt - 1))$$

Sustituyendo Valores

$$K = 0.45 + 0.78 \text{LnLn}(10 / (10 - 1))$$

$$K = -1.3052$$

Tabla 5.4. Cálculo de intensidades probables para los diferentes tiempos de duración y para un período de retorno de 5 años

	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
D^*K	-30.6536	-19.0412	-14.9373	-13.2005	-11.2888	-9.6206	-8.2975	-7.2253	-5.5465	-4.7336
I	183.6012	123.765	99.2849	85.3910	67.4602	52.9063	43.6784	34.5699	29.0227	24.5622

Tabla 5.5. Cálculo de la forma de intensidad para un tiempo de retorno de 5 años partiendo de los datos de intensidades probables obtenidas por el método de Gumbel.

t	5 min	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min	80 min	100 min	120 min
I/I	0.0272	0.0808	0.1511	0.2342	0.4447	0.8506	1.3737	2.3115	3.4456	4.38856
$1/I$	0.0034	0.0081	0.0101	0.0117	0.0148	0.0189	0.0229	0.0289	0.0345	0.0407

$\text{SUMA } 1/I = 0.1960$

$\text{SUMA } I/I = 13.805$

$i = \frac{a}{(e + b)}$

donde:

$a = \frac{145525}{\text{C10 (SUMA } I/I)} = (485 (\text{SUMA } I/I))$

$a = 3385.0896$

$b = (a(\text{SUMA } I/I) / 10) = 48.5$

$b = 17.8478$

t min.	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
I mm/hr.	148.1582	121.5568	103.0538	89.4395	70.747	53.8617	43.4834	34.5953	28.7282	24.5567

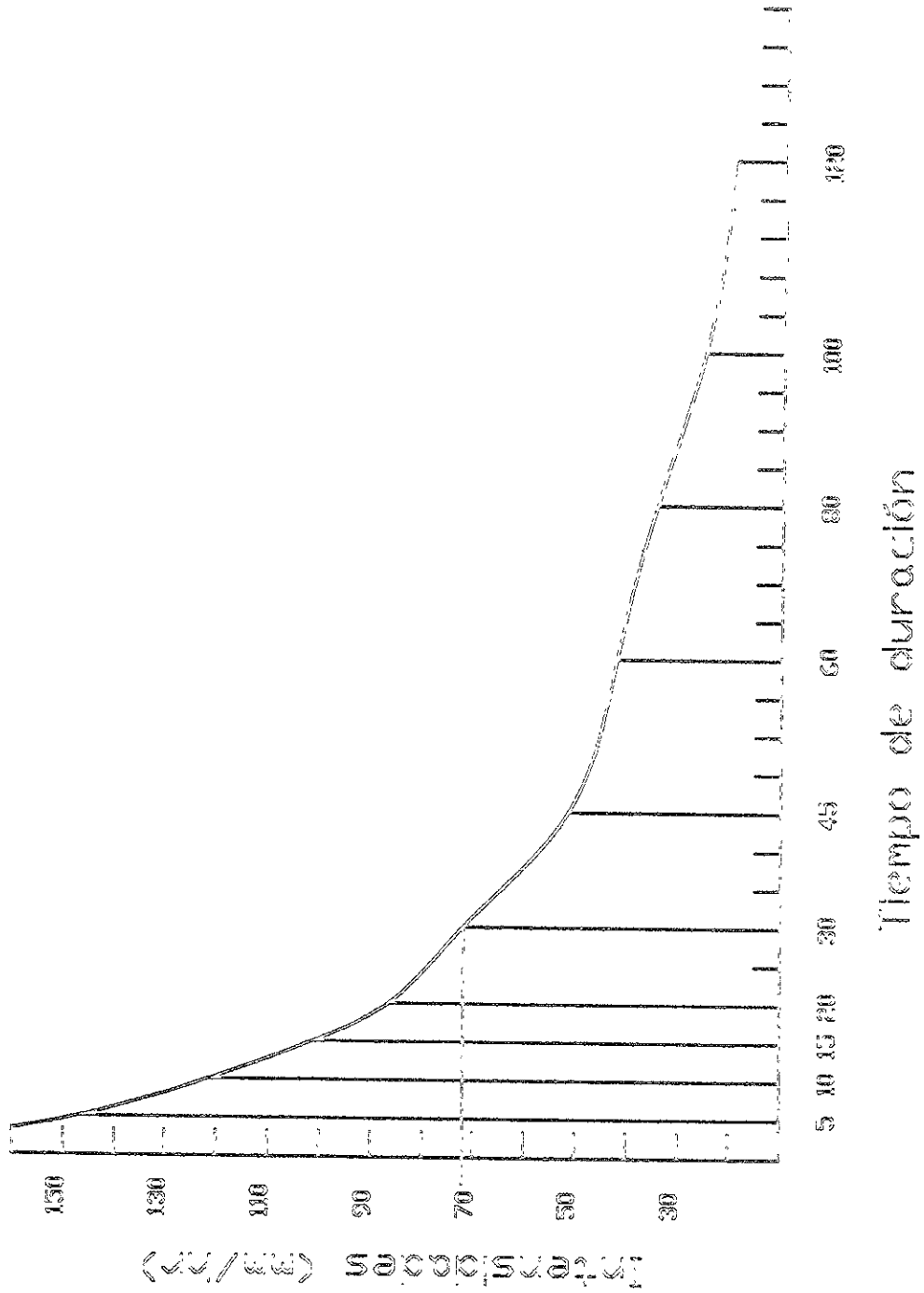


Gráfico 5.1 Intensidades de lluvia correspondiente a un período de retorno de 5 años

6. Bases conceptuales para el
cálculo hidráulico.

6.- Bases conceptuales para el cálculo hidráulico.

La función primordial de un sistema de Alcantarillado Pluvial es eliminar rápida y eficazmente las aguas de lluvia que tienden a acumularse en las zonas bajas de las localidades, causando daños y molestias a la población.

La ubicación de los interceptores y la determinación de sus capacidades, son los problemas esenciales a resolver en un proyecto pluvial.

La ubicación de los interceptores es un problema de relativa sencillez de solución que corresponden a la planeación física del sistema, los interceptores deben localizarse al centro de las calles y solo en casos especiales variarse esta ubicación.

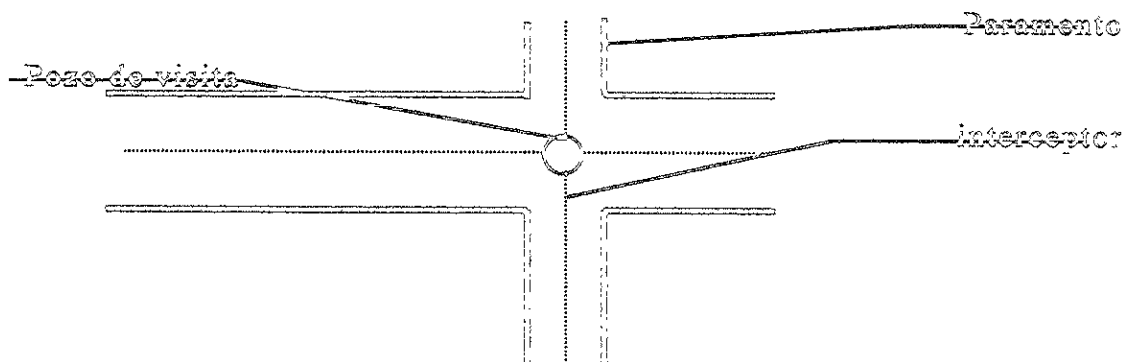


Figura 6.1 Croquis ilustrativo de ubicación de interceptores.

La determinación de la capacidad de los interceptores y los demás componentes del sistema son el problema más complejo de resolver. En teoría, es un problema hidráulico que requiere de mediciones y desarrollos analíticos para cada caso en tanto no existen dos sistemas idénticos.

Los gastos por transportar y en consecuencia los diámetros de las tuberías (capacidades del sistema) son función de las áreas de aportación, ya que si el sistema diseñado para la interceptación de las aguas pluviales no es el adecuado, se presentarían problemas de inundaciones.

Todos estos factores de los que depende la capacidad de un sistema, han sido estudiados por diversos investigadores quienes desarrollaron, basándose en proyectos específicos y experiencias concretas, distintos métodos para calcular la capacidad hidráulica de un sistema. En general, todos los métodos conocidos tienen fundamentos teóricos muy parecidos y difieren en la proporción en que relacionan los factores determinantes de la cantidad de agua de lluvia por desalojar.

En general, estos métodos pueden clasificarse en dos grupos:

Los métodos racionales, que comprenden el Método Racional Americano y el Método Gráfico Alemán y los métodos empíricos que comprenden los métodos de Harkelys, Adams, Momath, Herning, Gregory y el de Burki-Ziegler.

El método que se utilizara para la realización del presente proyecto es el Racional Americano.

6.1.- Descripción de Método Racional Americano.

Es el método más aceptado y probablemente uno de los más utilizados para calcular un alcantarillado pluvial, es el Método Racional Americano. Este método se basa en considerar, en toda el área estudiada, una lluvia uniforme, de intensidad constante y durante un tiempo tal, que el flujo en la cuenca llegue a establecerse para que pueda escurrir el máximo gasto en la descarga. El método consiste en aplicar la fórmula básica.

$$Q_p = K C i A.$$

donde:

Q_p .- gasto máximo (i.p.s.)

C.- Coeficiente de escurrimiento (adimensional)

i .- Intensidad de lluvia (mm/hr)

A.- área de la cuenca (Ha)

K.- Factor de conversión de unidades (2.778)

$$Q_p = 2.778 C i A.$$

6.1.1. Período de Retorno (T_r)

Se conoce como período de retorno al tiempo (medido en años) en el cual, se presenta una lluvia con igual intensidad.

Para el diseño de toda estructura hidráulica, que de paso a las avenidas que genera una cuenca, debe seleccionarse el período de retorno adecuado, pues siempre existirá la probabilidad que se presente una avenida de magnitud mayor a la adoptada para el diseño, entonces el primer paso en el estudio para el cálculo del gasto de proyecto de tipo pluvial, será la determinación o selección de la óptima probabilidad de excedencia que tendrá tal caudal.

El período de retorno, se determinará con base a tablas que indican para cada tipo de obra, los períodos promedio utilizados de manera general.

Así en el cuadro 6.1 se muestran los períodos de retorno recomendables para estructuras menores, mismas que permiten tener una idea de los rangos de variación.

Cuadro 6.1 Períodos de retorno de diseño recomendable para estructuras menores	
Tipo de obra	Período de retorno
1) Bordos o Diques	2 - 5
2) Drenajes urbanos o pluviales	2 - 10
3) Zanjales de drenaje	5 - 100
4) Drenaje de aeropuertos	5 - 100
5) Puentes de carreteras importantes	50 - 100
6) Puentes de carreteras menos importantes o aleantarillados sobre carreteras importantes.	25

** Elementos de escurrimiento superficial.

En el cuadro anterior, se pudo observar a drenajes urbanos o pluviales, corresponde un período de retorno de ocurrencia en el rango 2 -10 años.

Por lo que obtendremos un valor promedio, es decir tomaremos un valor de:

Período de retorno (T_r) = 5 años.

6.1.2. Tiempo de Concentración.

El tiempo que transcurre entre el inicio de una lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio se denomina tiempo de concentración, y equivale al tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca.

El tiempo de concentración depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y de la velocidad que adquiere, en promedio dentro de la misma. Esta velocidad está en función de las pendientes del terreno y los cauces, y de la rugosidad de la superficie de los mismos. El tiempo de concentración se calcula mediante la siguiente expresión, la cual no toma en cuenta el tiempo que recorre del agua de lluvia desde que llega a la superficie hasta los cauces.

$$T_c = \frac{L}{3600v}$$

dónde:

T_c = tiempo de concentración (hr).

L = Longitud del cauce principal (m).

v = Velocidad media del agua en el cauce principal (m/s). la velocidad media se estima con los cuadros 6.2-a y 6.2-b.

Cuadros 6.2-a, 6.2-b Estimación de velocidad media.			
Cuadro 6.2-a		Cuadro 6.2-b	
Pendiente del cauce principal %	Velocidad media m/s	Velocidad media, m/s	
1 - 2	0.6	Pendiente %	Bosques
2 - 4	0.9	Pastizales	Canal natural no bien definido
4 - 6	1.2	6 - 8	0.3
6 - 8	1.5	4 - 7	0.9
		8 - 11	1.5
		12 - 15	2.4

** fundamentos de hidrología de superficie. Aparicio

Por lo que como se indicó en capítulo anterior los valores para L y S son los siguientes:

$$L = 1410.23 \text{ m}$$

$$S = 3.99 \approx 4\%$$

Por lo que la velocidad media de acuerdo a tabla 5.2-a es de:

$$V = 0.9 \text{ m/s}$$

Sustituyendo los valores en (2) se obtiene:

$$T_c = \frac{1410.23}{3600(0.90)}$$

$$T_c = 0.44 \times 60 = 26.40 \text{ min.}$$

$$T_c = 26.40 \approx 30 \text{ minutos}$$

6.1.3. Coeficiente de escurrimiento.

Para calcular el gasto de agua pluvial a transportar por un interceptor, se dispone de distintos métodos y en todos ellos se utiliza un coeficiente de escurrimiento que agrupa a distintos factores tales como, la permeabilidad, infiltraciones, evaporación y rugosidad, los materiales de las tuberías y del terreno ó área drenada, y que origina que el volumen de agua que llega a las tuberías sea menor que el llovido.

El coeficiente de escurrimiento esta representado por la expresión:

$$C = \frac{\text{Volumen de agua que escurre}}{\text{Volumen de agua que llueve}}$$

El coeficiente de escurrimiento tiene para una localidad distintos valores en diferentes zonas, según sea el tipo de las edificaciones y del recubrimiento de las calles, así como el área ocupada por techos, jardines, etc. Generalmente utilizado para distintos tipos de áreas, superficies y zonas, se destaca que para el cálculo de los gastos de proyecto se deben utilizar valores promedio de "C" cuya determinación debe de hacerse en función de las distintas superficies que se tengan con diferentes coeficientes de escurrimiento lo anterior puede expresarse en la siguiente fórmula:

$$C = \frac{A_1 C_1 + A_2 C_2 + \dots + A_n C_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (1)$$

Cabe aclarar que el coeficiente de escurrimiento es adimensional y representa la relación entre el volumen escurrido y el llovido, además dependerá de las características físicas de la cuenca de estudio.

Los coeficientes de escurrimiento recomendados para este tipo de obras, se describe en cuadro 6.4.

6.2.-Cálculo de gastos pluviales que intervendrán en el estudio.

Una vez que se cuenta con los datos requeridos, para aplicar el método Racional Americano, procedemos a aplicarlos para obtener los gastos pluviales que se concentran en el área de afluencia.

Como se menciona en el capítulo 6.1.2 el período de retorno que se considera para este tipo de obras es de 5 años, por lo que tomaremos la tabla 5.5, en la cual se obtuvieron los datos correspondientes de "C" a este período de retorno.

El tiempo de concentración se describió en capítulo anterior y obtuvimos un valor de 30 minutos por lo que al regresar a consultar la tabla 5.5. podemos observar que para este tiempo de concentración y un período de retorno de 5 años obtenemos una intensidad de 70.747mm/hr, lo que comprueba de acuerdo a lo que se observa en la gráfica 5.1

$$i = 70.747 \text{ mm/hr}$$

Con el fin de realizar los cálculos y evaluar con mayor facilidad los gastos pluviales de la cuenca, esta se dividió en 7 subcuencas, división que se realizó de acuerdo a las condiciones topográficas que delimitan la cuenca principal (Ver croquis 6.1).

- o La primera corresponde a la colonia Américas y esta conformada físicamente por calles pavimentadas en su totalidad, por sus características físicas se considera como un área multifamiliar junta con un coeficiente de escurrimiento de 0.60 a 0.75 para el caso que nos ocupa, se considerará un coeficiente de 0.60 el área obtenida de esta subcuenca es de 24.65 Ha.
- o La subcuenca 2 forma parte de la colonia Américas, por lo que consideramos un coeficiente de escurrimiento de 0.60, esta cuenta con una superficie de 4.50 Ha.
- o La subcuenca 3 esta conformada por el Parque Nacional de los Remedios por considerarse como una zona forestal, el coeficiente de escurrimiento varía entre 0.10 y 0.30, para este caso se tomara un el valor de 0.30, esta subcuenca cuenta con un área de 9.10 Ha.



Croquis 6.1 Subdivisión de cuencas.

- o La subcuencia 4, esta ubicada en la Colonia Santa Cruz Acatlán, al igual que las subcuencias 1 y 2 son consideradas como un área multifamiliar con calles pavimentadas, obteniéndose un valor para este tipo de casas de 0.60, esta cuenca tiene un área de aportación de 10.46 Ha.
- o La subcuencia 5, al igual que la anterior forma parte de la colonia Santa Cruz Acatlán por lo que el coeficiente de escurrimiento es de 0.60, y cuenta con una superficie de 8.16 Ha.
- o La subcuencia 6, esta ubicada entre las colonias Santa Cruz Acatlán y el Mirador, es considerada como área multifamiliar conjunta al igual que las anteriores un coeficiente de escurrimiento de 0.60 y un área de 11.56 Ha.
- o Finalmente, tenemos la subcuencia 7, la cual esta formada por las colonias el Mirador y Santa Cruz Acatlán, por ser características semejantes a la subcuencia 6 se tomara un coeficiente de escurrimiento de 0.60 esta cuenta con un área de aportación de 41.28 Ha.

Por lo anterior y como se indico en capítulo anterior, contamos con un área total de la cuenca de 109.71 Ha.

Los datos descritos anteriormente, se ilustran en el cuadro 6.3

Subcuencia	Coefficiente de escurrimiento	Area (Ha)
1	0.60	24.65
2	0.60	4.50
3	0.30	9.10
4	0.60	10.46
5	0.60	8.16
6	0.60	11.56
7	0.60	41.28
Total		109.71

Cuadro 6.4. Valores del coeficiente C de la fórmula Racional.

Tipo del área por drenar		Coeficiente de escurrimiento
Con césped	Pendiente (%)	
Suelo arenoso	2	0.50 - 0.10
Suelo arenoso	2 a 7	0.10 - 0.15
Suelo arenoso	7	0.15 - 0.20
Suelo grueso	2	0.13 - 0.17
Suelo grueso	2 a 7	0.18 - 0.22
Suelo grueso	7	0.25 - 0.35
Zonas Comerciales		
Áreas céntricas		0.70 - 0.10
Áreas vecinales		0.50 - 0.70
Zonas Residenciales		
Áreas familiares		0.30 - 0.50
Áreas multifamiliares separadas		0.40 - 0.60
Áreas multifamiliares juntas		0.60 - 0.75
Áreas suburbanas		0.25 - 0.40
Áreas de apartamentos habitacionales		0.50 - 0.70
Zonas Industriales		
Ciudades		0.50 - 0.30
Zonas densamente construidas		0.60 - 0.90
Parques y cementerios		0.10 - 0.25
Áreas de recreo		0.20 - 0.35
Pacios de FF CC		0.20 - 0.40
Áreas provisionales		0.10 - 0.30
Callec		
Asfaltadas		0.70 - 0.95
De concreto		0.80 - 0.95
Enladrillada		0.70 - 0.85
Calzadas y banquetes		0.75 - 0.85
Azoteas y techados		0.75 - 0.95
Zonas Rurales		
Campos cultivados		0.20 - 0.40
Zonas forestales		0.10 - 0.30

22

Para obtener el coeficiente de escurrimiento de diseño, que se utilizará se aplicará la fórmula (1).

Sustituyendo valores:

$$C = \frac{(0.6 \times 24.65) + (0.6 \times 4.5) + (0.3 \times 9.1) + (0.6 \times 8.16) + (0.6 \times 11.56) + (0.6 \times 41.28)}{24.65 + 4.5 + 9.1 + 10.46 + 8.16 + 11.56 + 41.28}$$

$$C = \frac{63.096}{109.71} = 0.575$$

Por lo que, el coeficiente de escurrimiento $C = 0.575$

Ya se cuenta con los datos necesarios para poder aplicarlos en el método Racional Americano, y calcular el gasto pluvial que se concentra en la cuenca de estudio.

Como mencionamos anteriormente la fórmula básica de Método Racional Americano es:

$$Q = 2.778 CIA.$$

Aplicando esta fórmula para cada subcuenca, se obtienen los valores que se ilustran en el cuadro 6.5.

Cuadro 6.5 Valores obtenidos para cada Subcuenca aplicando el método Racional Americano.				
Subcuenca	C	I	A (Ha)	Q (l.p.s.)
1	.575	70.747	24.65	2733.64
2	0.575	70.747	4.50	508.53
3	0.575	70.747	9.10	1028.37
4	0.575	70.747	10.46	1182.06
5	0.575	70.747	8.16	922.14
6	0.575	70.747	11.56	1306.37
7	0.575	70.747	41.28	4664.96

3.3 Descripción del método para obtener el gasto de aguas residuales.

Para el cálculo de las aguas residuales que actualmente circulan en los colectores por analizar, se debe partir de la información más elemental y de la definición de los conceptos y criterios que darán forma a un buen cálculo: Estos criterios podrán variar de acuerdo a las características propias de la localidad, su ubicación geográfica y la población servida.

La estimación de la población servida, es el parámetro primordial en que se basa el proyecto, porque definirá la capacidad del sistema, en otras palabras, la población dependerá el caudal de aguas negras por desalojar o eliminar.

El gasto máximo de aportación, resulta de la multiplicación de un gasto medio por la suma de dos coeficientes, uno de variación y otro de previsión. Estos factores en general consideran la variación que existe en las aportaciones .

Coefficiente de variación (C.V.).-En México se ha aceptado como un valor de variación bastante aproximado, el propuesto empíricamente por W.G. Harmon, mediante la siguiente expresión:

$$C.V. = \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

donde:

C.V.- Es el coeficiente de variación adimensional.

P.- Es la población de proyecto, expresada en miles de habitantes.

Es válido, determinar este coeficiente hasta una población de 182 250 habitantes. Para una población mayor, este coeficiente será igual a 0.80, es decir, se acepta que para un valor mayor de 182 250 usuarios, la variación no continúa con la ley establecida por Harmón.

El coeficiente previsión (C_p), Trata de prever todos los excesos de aportación que puede ocurrir por concepto de aguas pluviales, exclusivamente domiciliarias o bien por el crecimiento demográfico explosivo que aumentaría a un consumo no previsto. Los valores de este coeficiente, varían de 1.0 a 2.0, normalmente, se utiliza el valor de 1.5, pero es práctico, considerarlo como la unidad.

La suma de estos dos últimos coeficientes, (variación y previsión) dan como resultado el coeficiente designado comúnmente como "M" del gasto medio diario del día de máxima aportación y se representa como:

$$M = C.V + C.P.$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

6.3.1. Población de proyecto.

La población de proyecto fue definida de acuerdo al área determinada para la captación pluvial, considerando una densidad poblacional de 200 habitantes por hectárea, por lo que la población total de proyecto será:

$$P_p = 109.71 \text{Ha} \times 200 \text{ Hab/Ha.}$$

$$P_p = 21,942 \text{ habitantes.}$$

(100/100) (VII) (1988) (1988)

6.3.2. Dotación de agua potable y aportación de aguas residuales.

Se ha considerado, con base a las características sociales y climatológicas de la zona de una dotación de agua potable de 150 lts/hab/día.

Normalmente, para el diseño de alcantarillado sanitario, se considera de la dotación de agua potable entre un 75% a 80% de aportación de aguas residuales.

La aportación de aguas residuales se ha considerado como un 100% de la dotación de agua potable (es decir 150 lts/ha/día)

6.3.3. Cálculo de los gastos de aguas residuales.

A manera de ejemplo, se calcularán los datos correspondientes de toda la cuenca, posteriormente se procederá a calcular los gastos correspondientes a cada subcuenca.

6.3.3.1. Gasto medio.

El gasto medio de aguas residuales corresponde al valor deducido del total del caudal de agua entregada en 24 horas, por lo tanto:

$$Q_{med} = \frac{(Pp \times Ap)}{86400}$$

$$Q_{med} = \frac{21942}{86400}$$

$$Q_{med} = 38.09 \text{ l.p.s.}$$

6.3.3.2 Gasto Mínimo

Es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presentará en la conducción, se acepta como criterio que este valor corresponda al 50% del gasto medio, es decir:

$$Q_{min} = 0.5 Q_{med}$$

$$Q_{min} = 0.5 \times 38.09$$

$$Q_{min} = 19.051 \text{ l.p.s.}$$

En la elaboración de proyectos, normalmente se acepta como gasto mínimo el calculado en la ecuación anterior.

6.3.3.3. Gasto Máximo

Es el valor máximo que se considera que se puede expresar en un instante dado, por ello se le conoce como gasto instantáneo.

Es el máximo gasto de agua residual que se puede presentar, y se obtiene con la siguiente expresión:

$$Q_{max} = (M)(Q_{med})$$

Siendo M el coeficiente del gasto medio del día de máxima aportación.

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{p}}$$

donde:

p .- Es la población de proyecto expresada en miles.

Sustituyendo valores:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{21.91}}$$

$$M = 2.61$$

Por lo que:

$$Q_{max} = 2.61 \times 38.09$$

$$Q_{max} = 99.50 \text{ l.p.s.}$$

6.3.3.4. Gasto máximo extraordinario.

Es el gasto máximo multiplicado por un coeficiente de previsión cuyo valor se considera igual a 1.5

$$Q_{maxext} = 1.5 Q_{max}$$

$$Q_{maxext} = 1.5 \times 99.50 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{maxext} = 149.26 \text{ l.p.s.}$$

6.3.4. Cálculo de gasto sanitario por subcuencas.

El gasto sanitario obtenido corresponde al total de la cuenca, pero como en el presente estudio lo dividimos en subcuencas, se realizó un análisis semejante al desarrollado anteriormente para cada uno de los casos, los datos obtenidos se pueden apreciar en el cuadro 6.7.

Cabe aclarar que en la subcuenca 3 se consideró cero a la población de proyecto por ser zona forestal, además de que pertenece al Bosque Nacional de los Remedios, en el cual no existe posibilidad de que pueda ser habitado y con esto producir un gasto sanitario.

Cuadro 6.6.- Cálculo de gastos sanitarios para cada una de las subcuencas

Subcuencas	Area (Ha)	P.P.	Q min	Qmed.	M	Qmax	Qmax
1	24.65	4930.00	4.27	8.55	3.25	27.82	41.73
2	4.50	900.00	0.78	1.56	3.82	5.98	8.97
3	9.10	0	0	0	0	0	0
4	10.46	2092.00	1.81	3.63	3.57	12.96	19.45
5	8.15	1632.00	1.42	2.83	3.65	10.34	15.52
6	11.56	2312.00	2.00	4.01	3.93	14.19	21.28
7	41.28	8256.00	7.16	14.33	5.03	49.52	65.29
Total	109.71	21942.00	17.43	34.91		114.83	172.24

6.4 Determinación de gastos de diseño.

Como se menciona anteriormente, los colectores analizados actualmente conducen un gasto combinado, es decir conducen aguas pluviales y residuales.

Las descargas sanitarias, están conectadas a los colectores analizados y actualmente no presentan problema alguno, pero finalmente influye en el cálculo de gasto de diseño el cual se considerara como la suma de ambos gastos.

El cálculo de diseño lo obtendremos de la siguiente expresión :

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{sanitario}} + Q_{\text{pluvial}}$$

Cuadro 6.7 Cálculo de gastos de diseño para cada una de las subcuencas.

Subcuencas	Q pluvial	Q sanitario	Q diseño (i.p.s.)
1	2785.64	41.73	2827.37
2	508.53	8.97	517.50
3	1028.37	0	1028.37
4	1182.06	19.45	1201.51
5	922.14	15.52	937.66
6	1306.14	21.28	1327.42
7	4664.96	65.29	4730.25
Total	12898.87	172.24	13071.11

7. Proyecto de alivio pluvial
para evitar inundaciones.

7.- Proyecto de alivio pluvial para evitar inundaciones.

Uno de los problemas básicos para el desarrollo de un proyecto de alcantarillado pluvial, es la correcta ubicación de los interceptores que conducirán las aguas producto de la precipitación pluvial; lo anterior tiene como fin eliminar las aguas que se concentran en un determinado lugar ocasionando daños y molestias a una población.

Para la elaboración del proyecto será necesario contar con una serie de datos, como son: levantamientos topográficos, levantamientos de infraestructura hidráulica existente, análisis de las capacidades hidráulicas, de un análisis hidrológico y de un estudio pluviográfico de la estación más cercana (datos que se obtuvieron en capítulos anteriores).

Como se mencionó en el capítulo 6, la cuenca de afluencia fue dividida en 7 subcuencas, de las cuales, se considera que actualmente las subcuencas 1,2,3 y 5 reconocen hacia el colector Mexicas, la subcuenca 6 y la 7 reconocen hacia los colectores Aztecas y Bulevar Manuel Avila Camacho, respectivamente.

En el cuadro 7.1 se ilustran los casos anteriores, incluyendo el área y el gasto de diseño que reconocen a cada uno de los colectores analizados.

Colector	Subcuenca	Área (Ha)	Q _{diseño} (m ³ /s)
Manuel Avila Camacho	7	41.28	4.73
Aztecas	6	11.56	1.32
Mexicas	1,2,3 y 5	46.41	5.31
Total		99.25	11.36

Como se puede apreciar, el área correspondiente a la subcuenca 4 no está tomada en cuenta, ya que esta, descarga directamente hacia el Río Chico de los Remedios a través de un colector de 61 cm de diámetro que no ha sido considerado.

Consultando el cuadro 4.3, se puede realizar una comparación para determinar el gasto que se deberá considerar para la elaboración del proyecto misma que se ilustra en la tabla 7.2

Cuadro 7.2 Tabla comparativa entre las capacidades de colectores y gastos de diseño

Colector	Capacidad de colector (m ³ /s)	Gasto de diseño (m ³ /s)	Diferencia
Manuel Avila Camacho	3.15	4.73	2.64
Aztecas	2.05	1.33	-0.72
Mexicas	2.67	5.31	2.64
Total	7.87	11.37	3.50

Analizando la tabla comparativo 7.2 se puede apreciar que las tuberías instaladas en el Bulevar Manuel Avila Camacho y en Mexicas, resultan insuficientes para conducir los gastos obtenidos; mientras que en el colector Aztecas, podemos introducir 0.72 m³/s de agua para provechar en su totalidad este colector.

Una vez que se conocen las necesidades de conducción, nos disponemos a trazar el interceptor de proyecto que deberá de contar con las capacidades adecuadas para conducir las excedencias que no son captadas en los colectores analizados.

También se puede apreciar que el colector Mexicas es el más saturado, por lo que se deberá analizar la factibilidad de derivar hacia otras tuberías el agua excedente en este colector.

En el plano 6.1 se puede apreciar la distribución que se considera más adecuada para la ejecución del proyecto.

7.1 Cálculo Hidráulico del interceptor de proyecto.

Datos de proyecto

Área por drenar	99.25 Ha
Sistema	Pluvial
Método	Racional Americano
Fórmulas	
Racional Americano	$Q = 2.778 CIA$
Gumbel	$i = \frac{a}{10 + b}$
Continuidad	$Q = VA$
Manning	$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$
Tiempo de ingreso	30 minutos
Período de retorno	5 años
Naturaleza del vertido	Río Chico de los Remedios
Sistema de eliminación	Gravedad
Velocidad	Mínima 0.3 m/s **
	Máxima 8.00 m/s **
Coefficiente de escurrimiento	0.575

**Proyecto de Sistema de Alcantarillado. Araceli Sánchez Segura

7.1.2. Tabla de cálculo Hidráulico

Para realizar los cálculos hidráulicos se utilizará la tabla 7.1.

A continuación se describe el procedimiento para llenar las columnas de la tabla.

- o Columna 1 (Identificación de cruceros). - Como su nombre lo indica, sirve para identificar los cruceros, se deberán de enumerar cada uno de los pozos de proyecto de aguas arriba hacia aguas abajo.

Tabla 7.1.- Cálculo hidráulico para aguas pluviales Método Racional Americano

Localidad:	Interceptor: Único	Coefficiente de escurrimiento	Foja
Municipio:	Fórmula:		

Curso	Área (m²)		L (m)	Tiempo			I (número)	Q (lps)	S (milts)	D (cm)	Funcionamiento hidráulico					
	Propio	Tributaria		Acumulada	Ingreso	Tránsito					Concen.	A todo lleno				
												Q (lps)	V (m/s)	V Real (m/s)	V teórico (m/s)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	

- o Columna 2 (Área propia). - Corresponde al área propia del tramo.
- o Columna 3 (Área tributaria). - Es la suma de las áreas que llegan al pozo.
- o Columna 4 (Área acumulada). - Es la suma del área propia más el área tributaria.
- o Columna 5 (Longitud). - Es la longitud de cada tramo del interceptor
- o Columna 6 (Tiempo de ingreso a la tubería).- Es el tiempo que tarda en llegar a la tubería la gota mas alejada de agua llovida.

En el tramo inicial, se toma el tiempo de ingreso indicados en los datos de proyecto.

- o Columna 7 (Tiempo interior o de tránsito). - Corresponde al tiempo que tarda una gota de agua en recorrer la longitud existente entre crucero y crucero por el interior de la tubería se calcula al final de llenar la tabla.
- o Columna 8 (Tiempo de concentración). - Es la suma del tiempo de ingreso mas el tiempo de tránsito.

$$T_c = t_e + t_t$$

Y se calculara provisionalmente con el mismo tiempo de ingreso.

- o Columna 9 (Intensidad). - Se calcula con la fórmula:

$$i = \frac{3385}{tc + 17.85}$$

- o Columna 10 Gasto.- Se obtiene la fórmula del método Racional Americano

$$Q = 2.778 CiA$$

donde:

Q.- Gasto (lps)

A.- Área (Ha)

i.- Intensidad (mm/hr.)

C.- Coeficiente de escurrimiento (adimensional)

- o Columna 11 (Pendiente). - Es la diferencia de alturas entre la longitud del tramo y se expresa:

$$S = \frac{H}{L}$$

donde:

H = Diferencia de alturas

L = Longitud del tramo

- o Columna 12 (Diámetro). - Con el gasto y la pendiente del tramo, se consulta el nomograma de Manning (Figura 7.2) y se obtiene el diámetro correspondiente.
- o Columna 13 y 14 (Funcionamiento a tubo lleno). - Nuevamente se consulta el nomograma de Manning y se obtienen los valores correspondientes a velocidad y gasto cuando el tubo esta lleno.
- o Columna 15 (Velocidad real). - Para obtenerla, se divide el gasto a tubo parcialmente lleno entre el gasto a tubo lleno, el resultado obtenido se consulta en el nomograma de Manning, en el otro extremo existe la relación de velocidades misma que se tomara y se multiplicara por la velocidad a tubo lleno.
- o Columna 16 (Tiempo de tránsito). - Se obtiene con la expresión:

$$T_t = \frac{L}{V}$$

donde:

L = Longitud del tramo (m)

V = Velocidad real (m/s)

T_t = Tiempo de tránsito (seg)

El tiempo de concentración en este tramo servirá como tiempo de ingreso para el tramo siguiente.

para que se le pida el valor de V en el tubo lleno, se debe tener en cuenta que V es la velocidad de flujo en el tubo lleno, no la velocidad de flujo en el tubo parcialmente lleno.

Si la pendiente hidráulica es constante

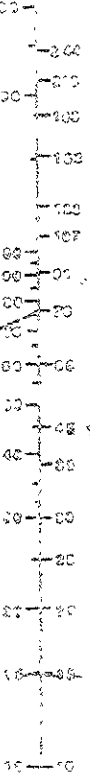
$V \propto R^{2/3}$

donde R es el radio hidráulico, es decir, el área de flujo dividida por el perímetro mojado.

$Q \propto R^{8/3}$

donde Q es el caudal, es decir, el producto de la velocidad por el área de flujo.

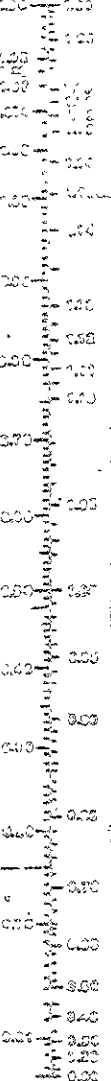
Por lo tanto, se puede escribir:



Relación del radio del tubo parcialmente lleno a tubo lleno



Relación del caudal del tubo parcialmente lleno a tubo lleno



Relación de la velocidad de flujo del tubo parcialmente lleno a tubo lleno

El tubo de 1.5 m de diámetro, con una pendiente de 0.005, un coeficiente de Manning de 0.013, se llena a un caudal de 0.2 m³/s.

Si se desea saber el ángulo de llenado, se debe tener en cuenta que Q es el caudal en el tubo parcialmente lleno, no el caudal en el tubo lleno.

Figura 7.2 Nómograma de Manning

En la tabla 7.2 se aprecian los datos obtenidos hasta el pozo de proyecto 12, ya que hacia aguas abajo, existen problemas topográficos en el terreno, a partir de este punto, no se puede continuar con el trazo del colector a través de tubería y continuar con el procedimiento utilizado; los factores más importantes que intervienen en esta observación son:

El NAMC del Río chico de los Remedios, ya que nos indica la altura que deberá de tener el colector.

Analizando el punto anterior, la elevación del terreno natural los pozos 13, 14 y 15, no cumplen con los requisitos para el diseño del colector, ya que de acuerdo a las pendientes que se deberían de manejar, en estos tramos la tubería quedaría instalada por encima de las elevaciones del terreno natural.

7.2 Diseño de canal de conducción

El diseño por conducir es de 3110.57 lps se diseñara un canal rectangular.

Para obtener las velocidades en el canal, se utilizara la fórmula de Manning

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

donde

V = velocidad (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

R = Radio hidráulico

S = Pendiente

Y para obtener el gasto se utilizara la fórmula de Continuidad

$$Q = VA \quad (2)$$

donde:

Q = gasto (m³/s)

V = Velocidad (m/s)

A = Área (m²)

Tabla 7.2.: Cálculo hidráulico para aguas pluviales Método Racional Americano

Localidad: Calle Avópero Col. Santa Cruz Acuña	Interceptor: Único	Coefficiente de escorrente: 0.575	Nota: 1/2
Municipio: Nonesalpa	Fórmula: $Q = 2.778 CIA$		

Cruce	Área (m ²)		L (m)	Tiempos			I (mm/hr)	Q (lps)	S (miles)	D (cm)	Funcionamiento hidráulico				
	Propia	Tributaria		Acumulada	Ingreso	Tránsito					Concen.	Q (lps)	V (m/s)	V Real (m/s)	Frang. (m/s)
	Área (m ²)														
1-2	0.231	0	50.0	30.00	2.02	32.02	70.74	26.10	3.0	30.0	52.97	0.75	0.76	2.02	
2-3	0.905	0.231	50.0	32.02	0.63	32.65	67.88	122.62	5.0	45.0	701.60	1.26	1.31	0.63	
3-4	0.794	1.131	55.0	32.65	0.73	33.38	67.13	205.64	3.0	61.0	351.46	1.20	1.03	0.73	
4-5	1.161	1.930	110.0	33.38	1.31	34.69	66.07	326.24	3.0	76.0	631.69	1.39	1.32	1.31	
5-6	1.630	3.091	70.0	34.69	0.64	35.33	64.43	483.85	4.5	76.0	773.66	1.70	1.79	0.64	
6-7	0.360	4.721	170.0	35.33	1.05	36.38	63.65	515.61	5.0	76.0	815.51	1.80	1.30	1.05	
7-8	1.599	5.081	75.0	36.38	0.52	36.90	62.42	665.03	8.0	76.0	1031.54	2.27	1.81	0.52	
8-9	1.410	6.680	80.0	36.90	0.63	37.53	61.82	793.95	5.0	91.0	1318.36	2.02	2.05	0.63	
19-20	0	24.65	19.6	30.0	0.0	30.0	70.74	2785.4	24.0	107.0	4448.72	4.54	5.19	0.0	
20-21	0	24.65	51.6	30.00	0.0	30.0	70.74	2785.4	24.0	107.0	4448.72	4.94	5.19	0.0	

Tabla 7.2.- Cálculo hidráulico para aguas pluviales Método Racional Americano

Localidad: Calle Aceves Col. Santa Cruz Acapulca	Interceptor: Único	Coefficiente de escurrimiento 0.575	Hoja 2/2
Municipio: Nezumilpan	Fórmula: $Q = 2.778 CIA$		

Cauceo	Area (ha)		L (m)	Tiempos			I (mm/hr)	Q (lps)	S (miles)	D (min)	Funcionamiento hidráulico		Item por Tabla No	
	Propia	Tributaria		Acumulada	Ingreso	Tránsito					Concen.	A tubo lleno Q (lps)		V (m/s)
21-22	0	24.65	24.65	30.00	0.0	30.0	70.74	2785.4 4	24.0	107.0	4448.72	4.94	5.19	0.0
22-23	0	24.65	24.65	30.00	0.0	30.0	70.74	2785.4 4	24.0	107.0	4448.72	4.94	5.19	0.0
23-9	0.73	24.65	25.38	30.00	0.11	30.11	70.74	2785.4 4	24.0	107.0	4448.72	4.94	5.19	0.0
9-10	0	33.47	33.47	37.53	0.0	37.53	61.12	3267.8 5	29.0	107.0	4890.22	5.43	5.76	0.0
10-11	0	33.47	33.47	37.53	0.0	37.53	61.12	3267.8 5	29.0	107.0	4890.22	5.43	5.76	0.0
11-12	0	33.47	33.47	37.53	0.0	37.53	61.12	3267.8 5	28.0	107.0	4805.17	5.24	5.65	0.0

El radio hidráulico para un canal rectangular esta dado por la expresión:

$$R_h = \frac{\text{área}}{\text{perímetro mojado}}$$

Por lo que:

$$R_h = \frac{(b)(y)}{2y + b}$$

Sustituyendo en fórmula 1 obtenemos:

$$y = \frac{1}{n} \left(\frac{(b)(y)}{2y + b} \right)^{2/3} S^{1/2} \quad (3)$$

Sustituyendo fórmula 3 en 2 se tiene:

$$Q = \frac{1}{n} \left(\frac{(b)(y)}{2y + b} \right)^{2/3} S^{1/2} A$$

donde:

$$A = (b)(y)$$

Finalmente se obtiene:

$$Q = \frac{1}{n} \left(\frac{(b)(y)}{2y + b} \right)^{2/3} S^{1/2} (b)(y)$$

El coeficiente de rugosidad es de 0.011 que es el valor correspondiente a estructuras de concreto sin arena, es decir, superficies pulidas (ver cuadro 4.1). La pendiente se tomara de la cota de arrastre hidráulico del pozo 12 a la correspondiente a 50 cm del NAMO del Río Chico de los Remedios, está corresponde a un valor de 3.4 milésimas.

Por lo que sustituyendo los valores conocidos en la expresión anterior, se tiene:

$$3.11 = \frac{1}{0.011} \frac{(0(x))^{2.48}}{(2y + b)} (0.0034)^{-2} (0(x))$$

A partir de este punto solamente se desconoce la sección del canal por lo que para obtener la igualdad, se les asignaran valores arbitrarios a "b" y "y", realizando una serie de iteraciones, se obtiene la igualdad:

$$3.11 \approx 3.50$$

Por lo que se consideran como validos los valores siguientes:

Para

$$b = 1.25 \text{ m}$$

$$y = 1.0 \text{ mts}$$

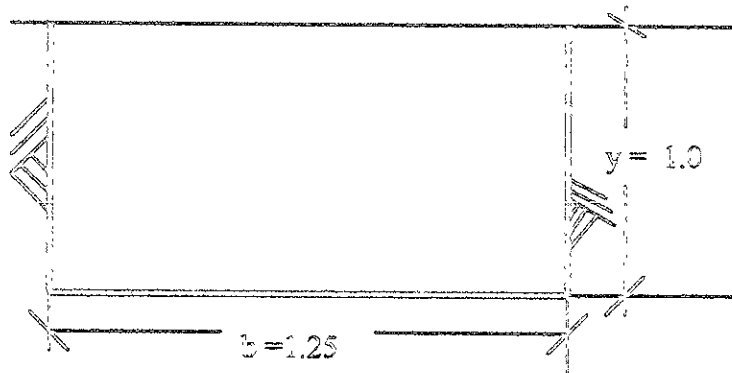


Figura 7.2 Sección de canal de diseño




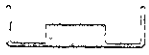
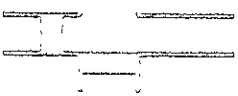
7.3.- Cálculo de coladeras de captación.

Las coladeras, forman parte de las bocas de tormentas y están constituidas por una rejilla por la que recibe o entra el agua de lluvia, pueden ser de banqueta, de piso, de piso y banqueta y transversal. De acuerdo con su localización y diseño, las bocas de tormentas pueden tener algunas de las siguientes coladeras:

- a) Coladera de banqueta, con capacidad aproximada a 15 lps.
- b) Coladera de piso con capacidad aproximada de 25 lps.
- c) Coladera de piso y banqueta con capacidad aproximada a 40 lps.
- d) Coladera de tormenta o longitudinal de banqueta se construye con capacidad aproximada de 40 lps. Por tramo, siendo el número mínimo de tramos tres y máximo de 5 o 6 tramos.
- e) Coladera transversal su capacidad aproximada es de 100 lts/m.

En el cuadro 7.3. se ilustran los tipos de coladeras en un alcantarillado pluvial. Para localizar el sitio donde se colocaran las coladeras pluviales, es necesario conocer la topografía de la localidad, así como el gasto pluvial efectivo para cada tramo el número de coladeras por instalarse, se determina con la siguiente expresión:

$$Q_{\text{efectivo}} = Q_{\text{subsiguiente}} - Q_{\text{inicial}}$$

Cuadro 7.3. Tipos de coladeras utilizadas en alcantarillado pluvial.		
Coladera	Simbología	Gasto
Banqueta		15 lps.
Piso		25 lps.
Piso y banqueta		40 lps.
Tormenta		40 lps/tramo
Transversal		100 lps/m.

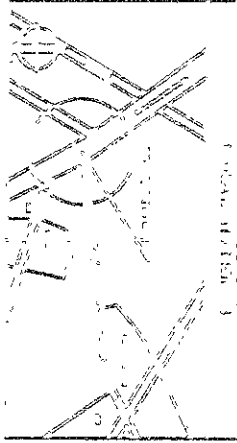
En el cuadro 7.4 se pueden apreciar los datos obtenidos utilizando la fórmula anterior.

Cuadro 7.4 Cálculo de coladeras por instalarse por tramo

Tramo	Q _{observado}	Q _{inicial}	Q _{efectivo}	Coladera de piso y banquetas (pza)	Rejilla transversal (m)
1-2	26.10	0	26.10	1.0	
2-3	119.81	26.10	93.71		1.0
3-4	230.80	119.81	80.99		1.0
4-5	316.48	200.80	115.68	1.0	1.0
5-6	471.06	316.48	154.58		2.0
6-7	498.69	471.06	27.63	1.0	
7-8	637.81	498.69	139.12	1.0	1.0
8-9	763.13	637.81	125.32	1.0	1.0
Total				5.0	7.0

En la tabla anterior se puede apreciar que del tramo 19 al tramo 9 y del tramo 9 al 12, no se instalaran rejillas el gasto que conducirán será captado por la infraestructura hidráulica existente en el tramo.

El plano 1/1 se aprecian los datos registrados para la realización del proyecto.



CONSTRUCTION NOTES

1. ALL CONSTRUCTION SHALL BE IN ACCORDANCE WITH THE LATEST EDITIONS OF THE INTERNATIONAL BUILDING CODES AND ALL APPLICABLE LOCAL ORDINANCES.

2. ALL MATERIALS SHALL BE OF THE BEST QUALITY AVAILABLE AND SHALL BE SUBJECT TO INSPECTION AND APPROVAL BY THE ARCHITECT.

3. ALL WORK SHALL BE COMPLETED WITHIN THE SPECIFIED TIME FRAME.

4. THE CONTRACTOR SHALL BE RESPONSIBLE FOR OBTAINING ALL NECESSARY PERMITS AND APPROVALS FROM THE APPROPRIATE AGENCIES.

5. THE CONTRACTOR SHALL MAINTAIN ACCESS TO ALL ADJACENT PROPERTIES AT ALL TIMES.

6. ALL UTILITIES SHALL BE PROTECTED AND DEEPER THAN THE FINISHED GRADE.

7. THE CONTRACTOR SHALL BE RESPONSIBLE FOR THE PROTECTION OF ALL EXISTING UTILITIES AND STRUCTURES.

8. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED ON UNDISTURBED SOIL OR ON PILES DRIVEN TO FIRM BEDROCK.

9. ALL FOUNDATIONS SHALL BE PROTECTED FROM FLOODING AND WATER INTRUSION.

10. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 18 INCHES OF CONCRETE.

11. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 12 INCHES OF REINFORCING BARS.

12. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 4 INCHES OF AIR SPACE.

13. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 2 INCHES OF INSULATION.

14. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1 INCH OF FINISH.

15. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1/2 INCH OF FINISH.

16. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1/4 INCH OF FINISH.

17. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1/8 INCH OF FINISH.

18. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1/16 INCH OF FINISH.

19. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1/32 INCH OF FINISH.

20. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1/64 INCH OF FINISH.

GENERAL NOTES

1. ALL WORK SHALL BE IN ACCORDANCE WITH THE LATEST EDITIONS OF THE INTERNATIONAL BUILDING CODES AND ALL APPLICABLE LOCAL ORDINANCES.

2. ALL MATERIALS SHALL BE OF THE BEST QUALITY AVAILABLE AND SHALL BE SUBJECT TO INSPECTION AND APPROVAL BY THE ARCHITECT.

3. ALL WORK SHALL BE COMPLETED WITHIN THE SPECIFIED TIME FRAME.

4. THE CONTRACTOR SHALL BE RESPONSIBLE FOR OBTAINING ALL NECESSARY PERMITS AND APPROVALS FROM THE APPROPRIATE AGENCIES.

5. THE CONTRACTOR SHALL MAINTAIN ACCESS TO ALL ADJACENT PROPERTIES AT ALL TIMES.

6. ALL UTILITIES SHALL BE PROTECTED AND DEEPER THAN THE FINISHED GRADE.

7. THE CONTRACTOR SHALL BE RESPONSIBLE FOR THE PROTECTION OF ALL EXISTING UTILITIES AND STRUCTURES.

8. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED ON UNDISTURBED SOIL OR ON PILES DRIVEN TO FIRM BEDROCK.

9. ALL FOUNDATIONS SHALL BE PROTECTED FROM FLOODING AND WATER INTRUSION.

10. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 18 INCHES OF CONCRETE.

11. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 12 INCHES OF REINFORCING BARS.

12. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 4 INCHES OF AIR SPACE.

13. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 2 INCHES OF INSULATION.

14. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1 INCH OF FINISH.

15. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1/2 INCH OF FINISH.

16. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1/4 INCH OF FINISH.

17. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1/8 INCH OF FINISH.

18. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1/16 INCH OF FINISH.

19. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1/32 INCH OF FINISH.

20. ALL FOUNDATIONS SHALL BE CONSTRUCTED WITH A MINIMUM OF 1/64 INCH OF FINISH.

PROJECT INFORMATION

PROJECT NO. 123456789

DATE: 12/31/2023

ARCHITECT: J. SMITH, ARCHITECT

ENGINEER: D. JONES, ENGINEER

CONTRACTOR: ABC CONSTRUCTION CO.

OWNER: DEF UNIVERSITY

LOCATION: GHI STREET, JKL CITY, MNO STATE, PQR ZIP

8. Elaboración de presupuesto
de obras inducidas.

3.- Elaboración de presupuesto de obras inducidas

El objetivo del presente capítulo, es elaborar un presupuesto base que nos indique en un momento dado el costo que podría tener la obra correspondiente con el proyecto realizado.

Presupuesto base para obra de alivio pluvial para evitar inundaciones en Av. Jardines de San Mateo esq. Con Bulevar Manuel Avila Camacho Col. Santa Cruz Acatlán, Naucalpan Estado de México.					
	Concepto	U	Cantidad	P U	Importe
	Trazo y nivelación.	M2	3842.50	1.50	5763.75
	Corte de pavimento asfáltico con cortadora de disco o equipo similar.	ML	30740.00	12.46	38302.04
	Ruptura de pavimento asfáltico con carpeta de 0.075 m de espesor, incluyendo el suministro de todos los materiales, acarreo en 1er kilómetro y compactación.	M3	361.58	62.51	22602.37
	Excavación con maquina para zanjas en material "B" en seco, incluye afloje y extracción del material, amasice o limpieza de plantilla y taludes, remoción, afines, carga directa a camión o a un lado de la zanja incluyendo acarreo a 10mts. del eje de la misma y conservación de la excavación hasta la instalación satisfactoria de la tubería				
	Excavación con maquina para zanjas en material tipo "B" de 0.00 a 3.00 m de profundidad.	M3	6022.32	31.78	191389.33
	Plantilla apisonada con pisón de mano en zanjas con material producto de la excavación, incluye: obtención, extracción, selección, carga, descarga, acarreo del material a primer kilómetro, maniobras locales, colocación de la plantilla, compactación con agua y construcción del apoyo completo de la tubería				
	Plantilla con materiales A y/o B producto de la excavación	M3		23.54	
	Relleno de zanjas con tepetate en capas no mayores de 20 cm de espesor, compactados al 90% prueba proctor incluyendo: Afine, extendido, compactación y agua	M3		75.04	

Presupuesto para cada una de las obras para el año 1977 para el área de fundaciones en Av. Carreteras de San Nicolás, en el Distrito de San Nicolás, Provincia de Canelones, Col. Santa Cruz, Acacia, Nacionalidad Española de Chile.

Descripción	U	Cantidad	P.U.	Importe
Instalación de tubería de concreto simple, incluye: fletes, maniobras locales, bajado, instalación y juntas con mortero cemento-arena 1:3 y rebabas				
Instalación de tubería de 100mm de diámetro	m	90,00	15,62	1405,80
Instalación de tubería de 150mm de diámetro	m	90,00	18,12	1630,60
Instalación de tubería de concreto reforzado incluye: fletes, maniobras locales, bajado, instalación y juntas con mortero cemento-arena 1:3 y rebabas				
Instalación de tubería de 100mm de diámetro	m	165,00	79,60	13134,00
Instalación de tubería de 150mm de diámetro	m	275,00	131,70	36217,50
Instalación de tubería de 200mm de diámetro	m	340,00	194,19	66026,65
Pozo de visita tipo común incluye planilla de padeceña de tabique apisonada, mampostería de 3 ^{er} juntaada con mortero cemento-arena 1:3 muros de tabique a 28 cm de espesor, aplacado con mortero cemento-arena 1:5 y concreto f'c = 190 kg/cm ²				
Pozo de visita de 2,00 m de profundidad.	Pozo	4,00	2066,15	8264,60
Pozo de visita tipo especial para tuberías de 75 a 107 cm de diámetro. Incluye planilla de padeceña de tabique apisonada, mampostería de 3 ^{er} juntaada con mortero cemento-arena 1:3 muros de tabique a 28 cm de espesor, aplacado con mortero cemento-arena 1:5 y concreto f'c = 190 kg/cm ² en losa sobre de refuerzo y escalones				
Pozo de visita de 2,00 m de profundidad.	Pozo	16,00	2329,91	37278,56
Suministro de tubería de concreto simple f'c = 200 kg/cm ² para alomantillado puesta en la obra				
Instalación de tubería de 100mm de diámetro	m	90,00	46,97	4227,30
Instalación de tubería de 150mm de diámetro	m	90,00	68,75	6187,50
Suministro de tubería de concreto reforzado f'c = 200 kg/cm ² para alomantillado puesta en la obra				
Instalación de tubería de 100mm de diámetro	m	165,00	509,12	83994,30
Instalación de tubería de 150mm de diámetro	m	275,00	695,37	191226,25
Instalación de tubería de 200mm de diámetro	m	340,00	1026,55	349027,00
Acabados primer momento de materiales sueltos, arena, grava, piedra, cascote etc. en unión de volteo, incluyendo carga mecánica y fletaje a volteo				

Presupuesto base para obra de aforo pluvial para evitar inundaciones en Av. Jardines de San Lázaro esq. Con Bulevar Manuel Avila Camacho Col. Santa Cruz Acatlan, Naucalpan Estado de México.

Cantidad	Unidad	Descripción	U	Cantidad	P.U.	Importe
5700.25	m ²	Acarreo normal de materiales pétreos con carga mecánica, en zona urbana trans. o normal		5700.25	11.84	60430.24
61428.50	m ³	Acarreo kilómetros sucesivos al primero de materiales pétreos con carga mecánica, en zona urbana trans. o normal.	M3/K	61428.50	2.66	163399.85
4.00	Pza	Coladera pluvial de piso y banquetas		4.00	1139.67	5698.25
7.00	m ²	Coladera tipo transversal.		7.00	2735.83	19157.81
616.20	m ²	Construcción de cana. para conducción de aguas pluviales a base de muros de ladrillo rojo macizo a 28 cm juntasdo, aplonado con mortero cemento-arena 1:3, de sección 1.2 x 1.00 m; con foros de concreto armado de 20.0 cm de espesor, a base de concreto No = 200 kg/cm ² , armado con varillas de 1/2" a cada 10 cm, ambos sentidos en dos bochos; plantilla de 15.0 cm de espesor a base de concreto No = 100 kg/cm ² armado con varilla de 1/2" a cada 30.0 cm; trabes perimetrales superiores e inferiores de 30.0 x 20.0 cm armados con 4 varillas de 1/2" y estribos de 1/4" a cada 20 cm, casilleros de 30.0 x 20.0 cm armados con 4 varillas de 1/2" y estribos de 1/4" a cada 20 cm; incluye el suministro de todos los materiales para su correcta ejecución		616.20	1483.46	917139.05
					Subtotal	2615969.71
					IVA	392195.46
					TOTAL	3008165.17

Conclusiones

Una vez realizadas las actividades correspondientes para el desarrollo de este trabajo, se puede apreciar lo siguiente:

- o El colector Mexicas trabajara independientemente a partir del pozo P-153 hasta su descarga al Rio Chico de los Remedios, es decir, solamente conducirá el gasto correspondiente a la subcuenca 3 y 5.
- o El colector Aztecas continuara recibiendo las aportaciones correspondientes a la subcuenca 6.
- o El colector Manuel Avila Camacho recibirá el gasto correspondiente a la subcuenca 7, a esta área se le deberá de restar el área que será captada dentro de esta subcuenca con el colector de proyecto que es de 8.822 Ha quedando finalmente el área de la subcuenca que se considerara de 32.458 ha.

Los datos anteriores se pueden apreciar con mayor claridad en el siguiente cuadro:

Colector	Área de captación Ha.	Gasto pluvial (m ³ /s)	Capacidad real de colector (m ³ /s)	Diferencia (m ³ /s)
Mexicas	9.10-1976	2.21	2.67	-0.46
Aztecas	11.56	1.91	2.05	-0.74
Manuel Avila Camacho	32.458	3.67	3.15	0.52

Para obtener el gasto pluvial se utilizo la fórmula del método Racional Americano.

En la tabla anterior, se observa que en el colector Manuel Avila Camacho existe un déficit de 520 lps gasto que se continuará concentrando en el área del problema, que pudiera eliminarse si se realizaran los trabajos correspondientes sobre el Bulevar Manuel Avila Camacho. Pero en caso de llevarse a cabo estas obras, se ocasionarían problemas vehiculares de grandes dimensiones que afectarían a la población que circula diariamente por esta vía tan importante, situación que se trató de evitar en la elaboración de este trabajo.

Así mismo, se puede apreciar el significativo alivio de aguas que se realizó en colector Mexicanas que inicialmente tiene una excedencia de 2.64 m³/s quedando después del proyecto con déficit de 0.46 m³/s, es decir, Este colector tendría la capacidad de recibir 0.46 m³/s adicionales a lo conducido actualmente.

Finalmente, sobre el colector Aztecas no se realizó ninguna actividad y se dejará que continúe trabajando como hasta ahora, ya que no presenta problema alguno.

Para concluir, cabe hacer mención que durante el desarrollo de este trabajo, autoridades municipales iniciaron obras en la zona, específicamente en la calle Mexicanas que modificara en forma parcial o total el presente trabajo, esto se debe básicamente a que se desconocen las características reales de las obras que se están llevando a cabo.

Bibliografía

Topografía.

Montes de Oca

Presentaciones y servicios de Ingeniería S.A.
México.

Elementos de escurrimiento superficial .

Felix Rodríguez Toriz.

Departamento de irrigación

Escuela Nacional de Agricultura .

Patana A.C.

Chapingo México.

Ingeniería Sanitaria.

Redes de Alcantarillado y Bombeo de Aguas Residuales.

Metcalf y Eddy , inc.

Escrita y editada por George Thobanoglous.

Labor S.A.

Estadística del Medio Ambiente .

INEGI.

SEMARNAP.

México.

Modificaciones al sistema de clasificación climática de Köppen (para adaptarlo a las condiciones de la República Mexicana).

Enriqueta García.

UNAM México.

Mecánica de los Fluidos.

Jhon A. Roberson y Claiton T. Crow.

Washington State University..

Temario problemario y sus soluciones de topografía 2.

Alfredo Salazar Torres.

UNAM, BNEP Acapulco.

Alcantarillado
Jorge Luis Lara González.
UNAM / Facultad de Ingeniería.
División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica.
Departamento de Ingeniería Sanitaria.

Proyectos de Sistemas de Alcantarillado.
Aureli Sánchez Segura.
IPN.
México.

Hidráulica de los Canales Abiertos.
Ven te Chow.
Diana.
México.

Hidráulica General .
Volumen I Fundamentos.
Gilberto Soetelo Avila.
Limusa.
México.

Metodología para el Análisis de Costos.
Raúl Izarra Ruiz.
UNAM/ENEF Académica.

Fundamentos de Hidrología de superficies.
Francisco Javier Aparicio Miñares.
Limusa México.