



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ACATLÁN"**

**INTEGRACIÓN DE LOS SISTEMAS DE DESALOJO
DE AGUAS RESIDUALES DEL MUNICIPIO DE
CHIAUTLA**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTAN

**Cruz Sánchez Ma. Sandra
Jiménez Valencia Saúl**

Asesor: Ing. Hermenegildo Arcos Serrano

Fecha: Enero de 1999



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

270593



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SRITA. MA. SANDRA CRUZ SÁNCHEZ.
ALUMNA DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.
P R E S E N T E .

En atención a su solicitud presentada con fecha de 5 de julio de 1998, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"INTEGRACIÓN DE LOS SISTEMAS DE DESALOJO DE AGUAS RESIDUALES
DEL MUNICIPIO DE CHIAUTLA"

INTRODUCCIÓN.

1. ASPECTOS GENERALES .
2. PLANEACIÓN.
3. INTEGRACIÓN DE LOS SISTEMAS.
4. SISTEMA DE ALCANTARILLADO CHIMALPA.
5. COLECTOR GENERAL SANITARIO.
6. OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y REUSO DEL AGUA

CONCLUSIONES.

Asimismo fue designado como asesor de tesis el ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE.
" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "
Acatlán, Edo. de México a 17 de diciembre de 1998.

Jefe del Programa

Ing. Enrique del Castillo Fragoso



ENEP-ACATLÁN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERÍA

PAGINACION

DISCONTINUA.

Damos nuestro más sincero agradecimiento por su apoyo y las facilidades prestadas para la elaboración de este trabajo a:

El H. Ayuntamiento del Municipio de Chiautla, Estado de México.

A la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (C.E.A.S.)

Al Ing. Hermenegildo Arcos Serrano (Asesor), por el tiempo prestado a la revisión y conclusión de esta tesis.

A la UNAM, Enep Acatlán y todas las instituciones educativas que nos dieron una formación y a los profesores, que con sus enseñanzas nos transmitieron sus conocimientos.

A la colaboración de nuestros amigos y compañeros.

Dedicatoria

A mi familia con el más sincero cariño y
agradecimiento por la vida, apoyo, paciencia y
comprensión.

Sandra

El logro es la rosa abierta del esfuerzo
Merry Browne

Índice

Introducción	Pág. 1
Capítulo I Aspectos Generales	Pág. 2
1.1.- Antecedentes	Pág. 2
1.2.- Localidades y Situación Geográfica	Pág. 3
1.3.- Medio Ambiente	Pág. 6
1.4.- Contaminación de ríos	Pág. 6
1.5.- Aspecto Agropecuario	Pág. 7
1.6.- Topografía	Pág. 7
1.7.- Hidrología	Pág. 8
1.8.- Geología	Pág. 8
1.9.- Clima	Pág. 9
Capítulo II Planeación	Pág. 10
2.1.- Situación actual del alcantarillado	Pág. 10
2.2.- Zonificación	Pág. 15
2.2.1.- Aprovechamiento de la Topografía	Pág. 16
2.2.2.- Análisis de Alternativas	Pág. 16
2.2.3.- Costos	Pág. 22
2.2.3.- Estudios Físico - Geográficos y Económico - Político - Social	Pág. 22
2.4.- Normatividad	Pág. 28
2.5.- Factibilidad Técnica y toma de decisión	Pág. 47
2.6.- Descripción del Proyecto	Pág. 49
Capítulo III Integración de los Sistemas de Alcantarillado	Pág. 50
3.1.- Zona Norte	Pág. 50
3.2.- Zona Centro - Sur	Pág. 68

Capítulo IV Sistema de Alcantarillado de Chimalpa

Pág. 74

4.1.- Alcantarillado Sanitario

Pág. 74

4.2.- Planta de Tratamiento

Pág. 74

Capítulo V Colector General Sanitario

Pág. 77

5.1.-Zona Norte

Pág. 77

5.2.- Zona Centro – Sur

Pág. 84

Capítulo VI Operación, Mantenimiento y Reuso de Agua

Pág. 85

Introducción

El aumento excesivo de la población en las últimas décadas en las comunidades del Municipio de Chiautla, ha generado grandes problemas de salud, sobre todo en la población infantil; contaminación de su medio y un atraso total para sus habitantes, debido a que carecen de los más elementales servicios.

Uno de los aspectos más importantes a considerar es el alcantarillado sanitario, tema que se desarrollará ampliamente, dando así paso al progreso, modernización de todo el Municipio.

Este trabajo lleva por título "Integración de los sistemas de desalojo de aguas residuales del Municipio de Chiautla"; para su desarrollo debemos tomar en cuenta las pequeñas redes de atarjeas existentes, las características físicas del lugar, las comunidades que lo integran y el medio ambiente, para poder solucionar los sistemas se propone agrupar a las comunidades por zonas de acuerdo a su situación geográfica.

Se conforma de seis capítulos los cuales son: I Antecedentes, II Planeación, III Integración de los sistemas de alcantarillado, IV Sistema de alcantarillado Chimalpa, V Colector General Sanitario y VI Operación, Mantenimiento y Reuso de agua.

El objetivo general es formular un proyecto integral de desalojo de aguas residuales en todo el Municipio de Chiautla, para prever y solucionar al sistema de alcantarillado sanitario y así mismo mantener el equilibrio ecológico de la región, es decir, cubrir en forma total el área de proyecto, atendiendo a los diferentes niveles de desarrollo existentes.

Mejorar cuantitativa y cualitativamente los servicios de alcantarillado sanitario y saneamiento, abatiendo de igual forma los rezagos actuales y ampliando la cobertura de los mismos

Contribuir a mejorar las condiciones del medio ambiente, dando prioridad a las acciones que disminuyan de forma inmediata el impacto ambiental negativo.

Dar los elementos necesarios para la construcción de los sistemas, tomando en cuenta su mantenimiento y operación para que tengan un funcionamiento adecuado y eficiente.

Capítulo I Aspectos Generales

1.1. Antecedentes

Hace muchos años se fundaron en nuestro País diversas culturas, tales como los chichimecas, otomíes y olmecas entre otras, estableciéndose en Texcoco, Amecameca, Chalco y demás regiones del Valle de México. Texcoco estaba dividido en Señoríos entre los cuales se encontraba Chiautla.

Chiautla conserva su nombre original de la lengua nahúatl: Chiahuac- grasa y Tla- abundancia, significando así "Abundancia de piedras grasosas" o anteponiendo el adjetivo: Chiahuitl-pulgón que roe las viñas y Tla-abundancia, expresándose como "Lugar donde abunda el pulgón".

Chiautla como señorío perteneciente al imperio texcocano jugó un papel muy importante durante el reinado del poeta Nezahualcoyotl (1420-1472 D.C.), así como durante la época de la colonia ya que en el año de 1555 se dio licencia al gobernador de Chiautla de usar la vara como medida de longitud, para 1595 se instaló el primer amasijo.

La influencia de la arquitectura europea se ve reflejada en construcciones eclesiásticas de la época tales como el santuario de la Ascensión; dentro de la organización y forma de trabajo, la hacienda constituyó un centro productivo importante. La hacienda denominada la Grande ubicada en Atenco, se extendía hasta los pueblos de Ocopulco, San Lucas Huitzilhuacán, Tlaltecahuacán. San Bartolo. Ixquitlán y Chimalpa, lugar que posteriormente con el reparto de tierras pasó a formar los ejidos

Al consumarse la independencia de México, el Estado de México se erige como tal el 2 de marzo de 1824. Chiautla se separa de Texcoco para erigirse como Municipio el 15 de Julio de 1824, dividiéndose en pueblos y barrios.

Los periodos administrativos para los ayuntamientos fueron irregulares durante casi todo el siglo pasado, debido a que no estaban bien definidos los requisitos para formar parte de ellos. Así pues se encuentran periodos de dos años, de un año e incluso de cuatro meses, es hasta entre 1946 y 1948 cuando se aumenta a tres años. y actualmente de tres años con ocho meses.

Este Municipio conserva sus costumbres y tradiciones que se llevan a cabo durante sus fiestas populares.

El Municipio de Chiautla se encuentra localizado en la parte centro oriente del estado de México, al este del Lago de Texcoco; Le corresponde la parte central del Valle de México y se encuentra dentro de la porción lacustre de la cuenca hidrológica de México en la región estatal III Texcoco (Ver Fig 1.1 y 1.2)

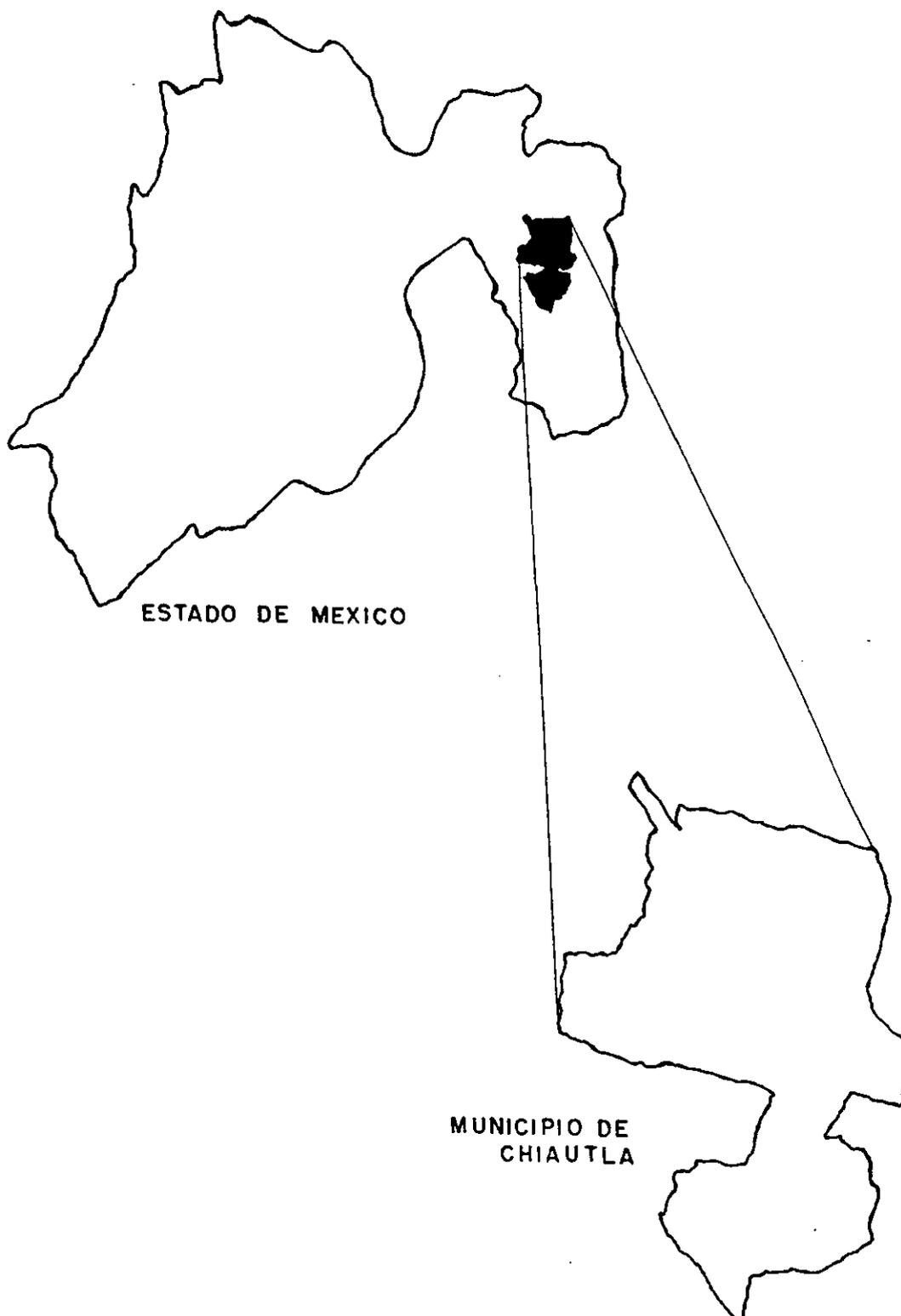
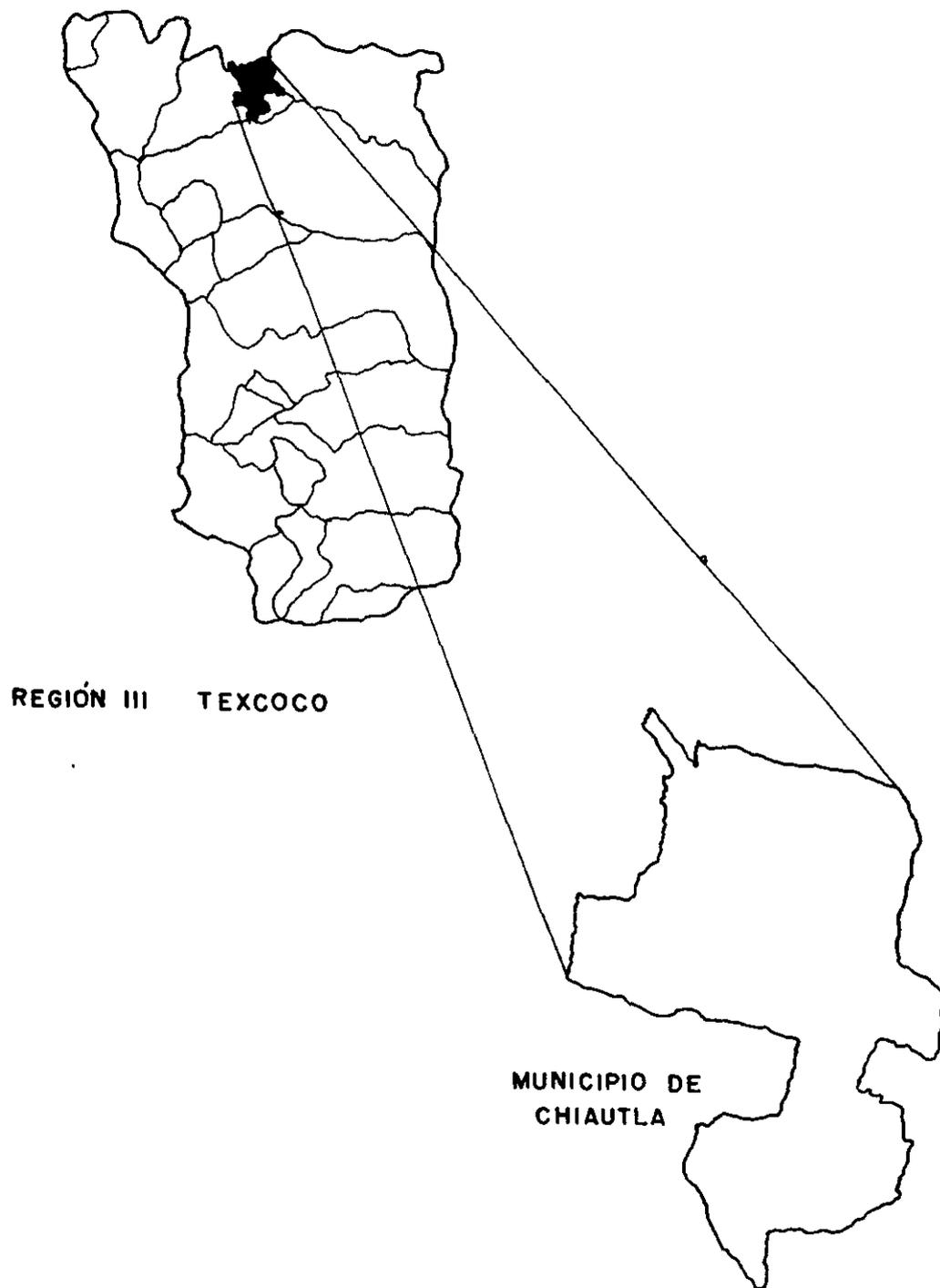


Fig 1.1.- Ubicación del Municipio de Chiautla con respecto al Edo. de México.

Fig. 1.2. Posición del Municipio de Chiautla, Edo. México con respecto a su Región Estatal III Texcoco.



Sus coordenadas geográficas son : Latitud Norte 19° 32' 53"; Longitud Oeste 98°52' 50"; Altitud 2 255 m.s.n.m.

El Municipio de Chiautla colinda al norte con el Municipio de Acolman, al sur con el Municipio de Texcoco, al este con los Municipios de Tepetlaoxtoc, Papalotla y Texcoco y al oeste con los Municipios de Tezoyuca, Atenco y Chiconcuac. (Fig. I.3)

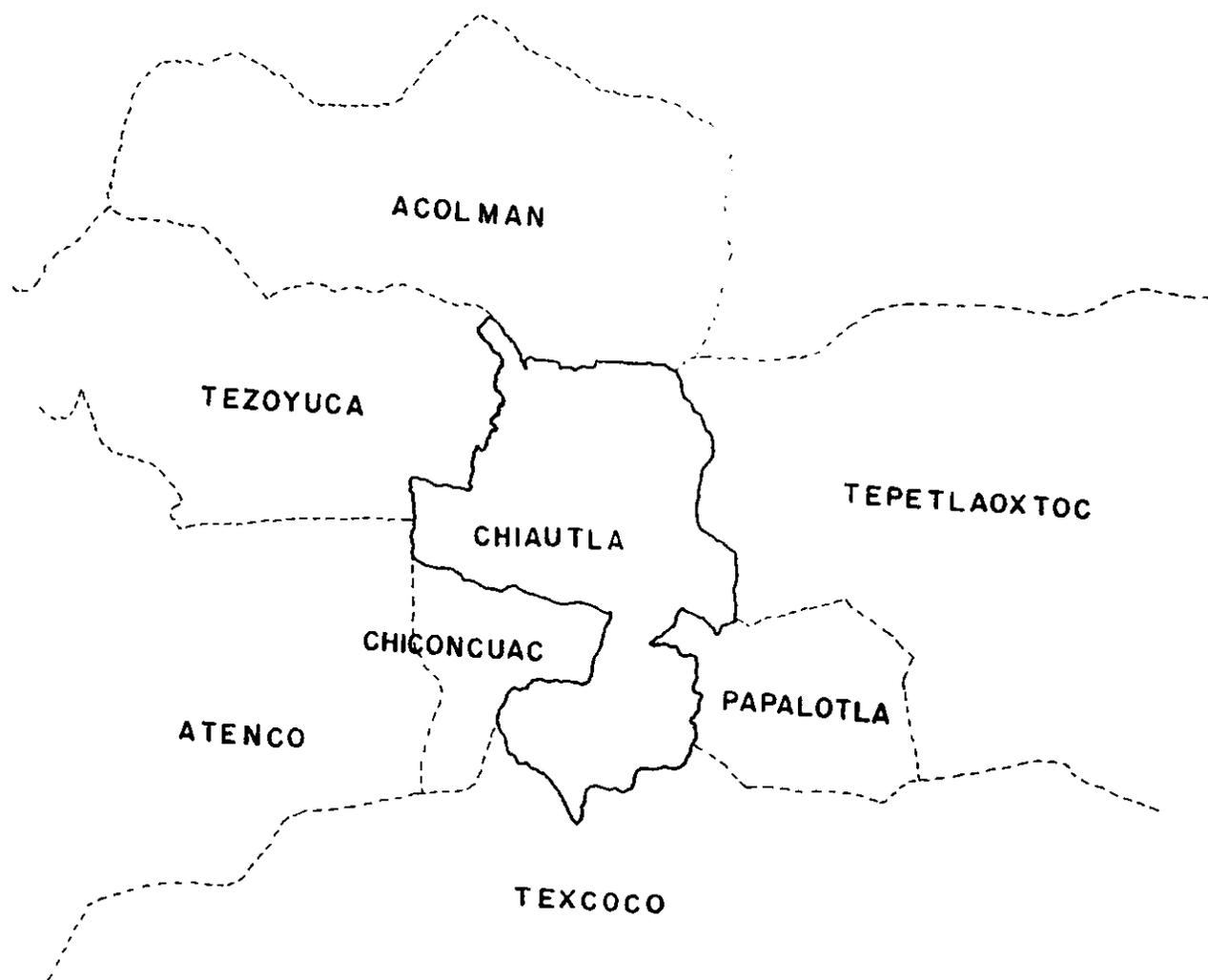


Fig. I.3. Municipios que limitan al Municipio de Chiautla. Edo. de México

El municipio de Chiautla cuenta con una superficie de 20.13 Km², misma que representa el 0.12 % de la dimensión de la entidad y el 0.96 % de la región a la que pertenece.

Chiautla se encuentra dividido en las localidades siguientes:

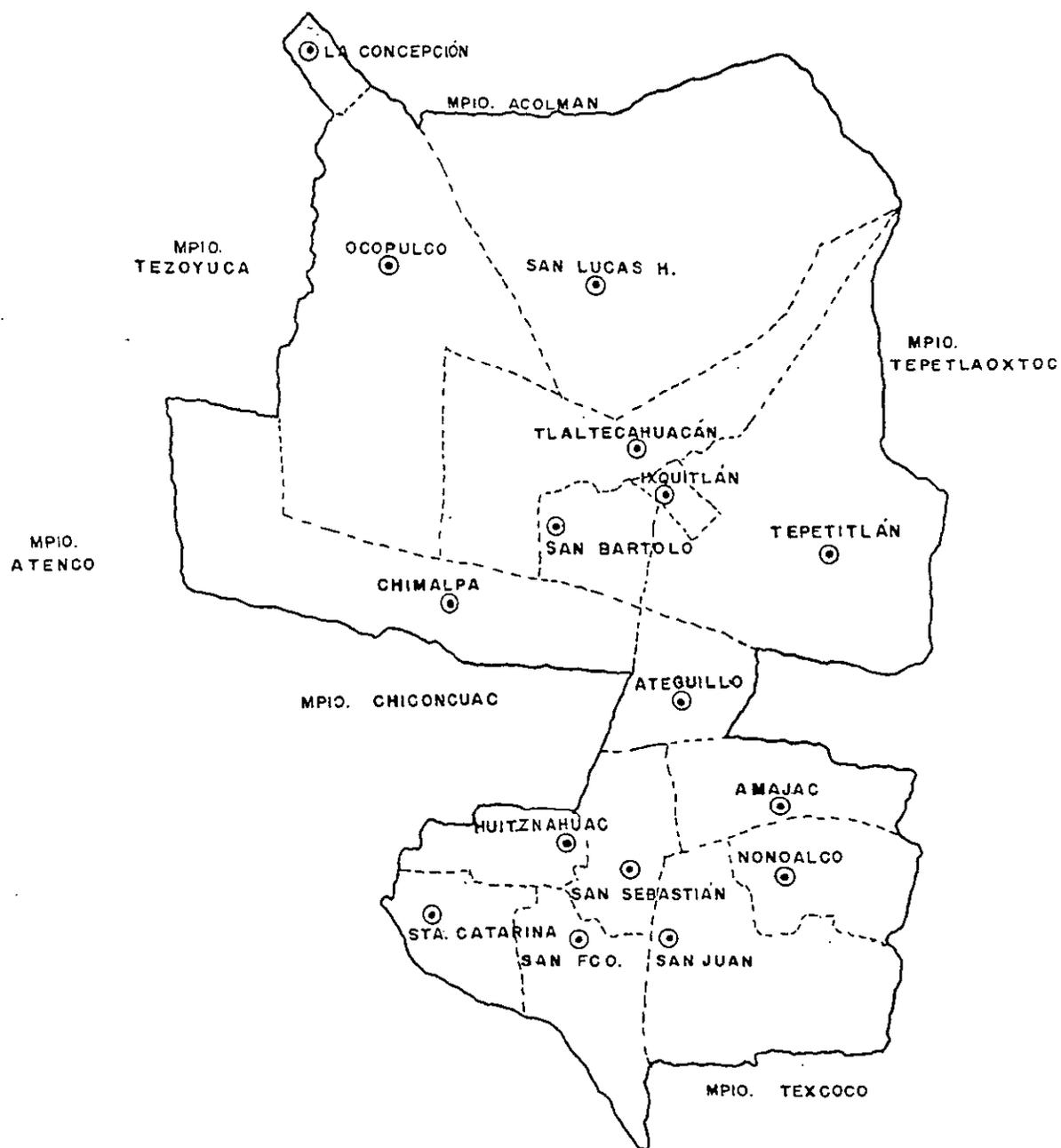
Cabecera municipal integrada por cuatro barrios llamados:

San Francisco	0.66Km ²
San Juan	1.97 Km ²
San Sebastián	0.85 Km ²
Santa Catarina	1.22 Km ²
	<hr/>
	4.70 Km ²

Comunidades

Amajac	1.03 Km ²
Atenguillo	0.71 Km ²
Chimalpa	1.91 Km ²
Huitznahuac	0.62 Km ²
Ixquiltán	0.39 Km ²
La Concepción	0.31 Km ²
Nonoalco	2.36 Km ²
Ocopulco	2.36 Km ²
San Bartolo	0.64 Km ²
San Lucas Huitzilhuacán	3.30 Km ²
Tepetitlán	2.38 Km ²
Tlatecahuacán	1.40 Km ²
	<hr/>
	15.43 Km ²

La Fig. 1.4 Muestra la división política del Municipio de Chiautla, Edo. de México



Al igual que en muchos otros lugares el medio ambiente se sigue afectando. Los ecosistemas se alteran al talar los árboles, quemar basura, la utilización de químicos y desechos tóxicos, así como los asentamientos irregulares, entre otros.

La producción de tabique rojo requemado en sus más de 70 hornos, genera la contaminación del aire, al usar como combustible desechos de madera combinados con polímeros.

La existencia de fosas sépticas utilizadas para almacenar aguas residuales, afecta los mantos acuíferos de los que se extrae agua potable a través de sus pozos.

Otro aspecto importante de este Municipio, son los ríos que se han visto alterados por los desechos arrojados en ellos, ya que se requiere de ellos para sus actividades agropecuarias.

En Chiautla se localizan dos ríos que provienen de la sierra volcánica del Popocatepetl e Ixtaccíhuatl, ambos desembocan en el Lago de Texcoco

El río Papalotla fluye de oriente a poniente, al norte del Municipio y el Río Xalapango en el sur.

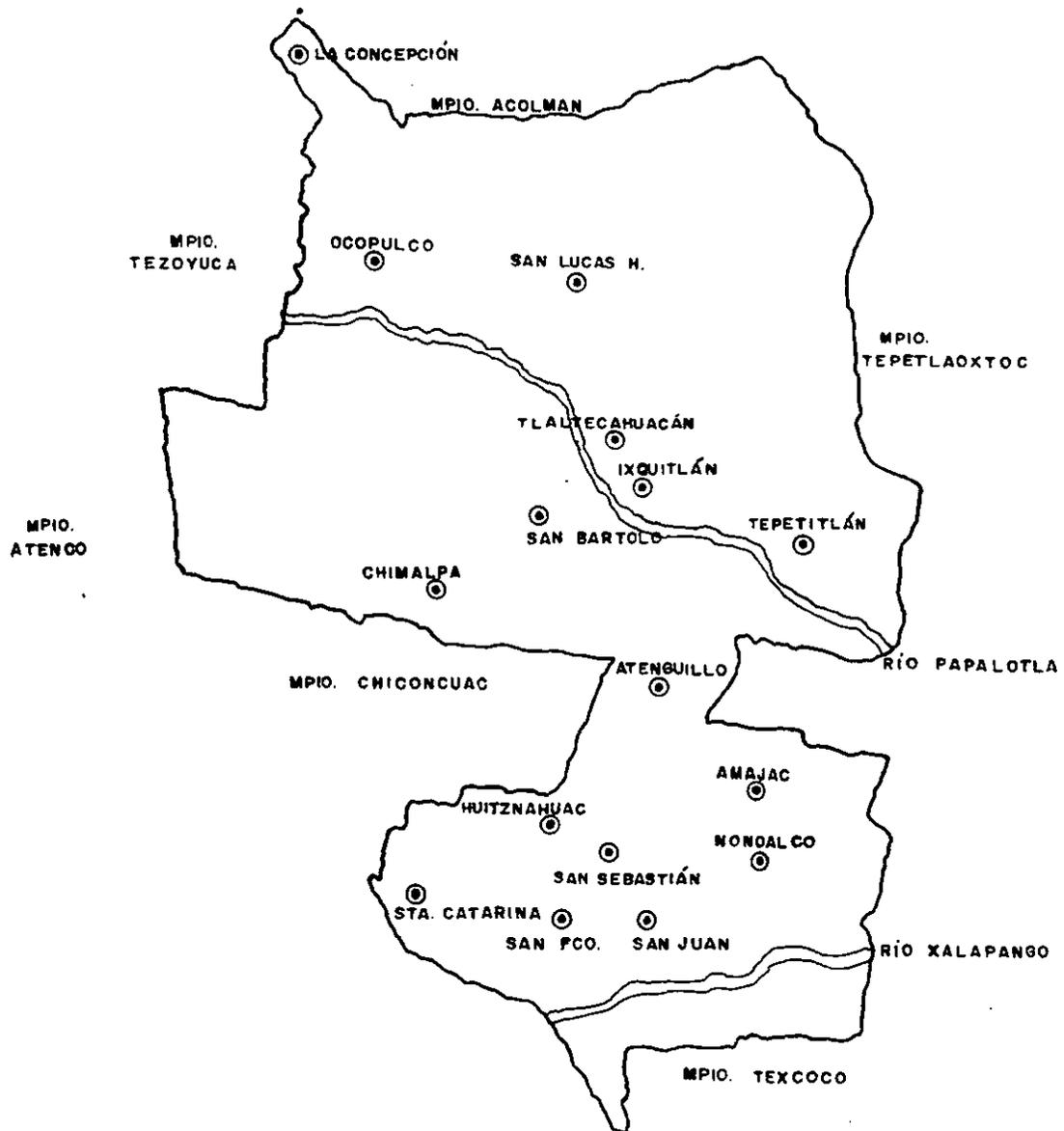
En las riveras de estos ríos se encuentran asentadas algunas comunidades, anteriormente los habitantes se podían bañar, lavar sus ropas e incluso usarla como agua de riego. Era un espacio de recreación y esparcimiento natural, por la extensa vegetación y sus paisajes.

En la actualidad los ríos se encuentran sumamente contaminados por las descargas directas de aguas negras, creando la acumulación de desechos sólidos y olores desagradables. Aunado a esto los Municipios de Papalotla y Tepetlaoxtoc ubicados aguas arriba a Chiautla descargan sus desechos.

Para resolver este problema será necesario realizar proyectos que ayuden a conservar los ríos y no lleguen a ser canales de aguas negras.

La Secretaría de Ecología del Gobierno del Estado de México y la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento son dependencias que se pueden sumar a los ayuntamientos para que incluyan dentro de sus programas y planes de trabajo, la creación de plantas de tratamiento, reciclaje y rellenos sanitarios.

Fig. I.5. Localización de los ríos en el Municipio de Chiautla, Edo. de México.



1.5 Aspecto Agropecuario

De los 20.13 Km² que tiene el Municipio, 12.85 Km² son de tierra de labor; Las tierras ejidales ocupan 9.85 Km² y las de pequeña propiedad 3.14 Km².

En las tierras de labor, los agricultores se dedican a sembrar: maíz, frijol, trigo, cebada, alfalfa, tomate, sorgo, calabaza de castilla, zanahoria, col y lechuga.

Con la utilización de los sistemas de riego y maquinaria agrícola moderna, se ha logrado la obtención de mejores cosechas, siendo que el 26.4 % del total de las tierras de labor cuenta con sistema de riego y el 73.6 % es de temporal.

Por decreto Presidencial, el Municipio se encuentra dentro de una zona restringida por lo que resulta imposible la perforación de pozos nuevos para riego y buscar otras alternativas, como el uso de agua tratada.

Entre la producción ganadera tenemos al ganado bovino, porcino, equino y gran variedad de aves de corral, por lo que se cuenta con establos, caballerizas y granjas.

Se han implementado algunos programas para introducir cabezas de ganado para pie de cría, ayudando así a mejorar las razas criollas.

1.6 Topografía.

En el Municipio existen tres tipos de relieve: Zonas accidentadas, estimadas en un 15% de su extensión con pendientes muy pronunciadas que se extienden sobre el remate noreste del Municipio, las elevaciones máximas y más sobresalientes como el cerro del Tezomtlé y Azteca cuyas elevaciones son de 2 605 y 2 625 m.s.n.m. respectivamente. Al costado sur de estas elevaciones se encuentra el cerro del Tezoyo que alcanza una elevación de 2455 m.s.n.m.

Las zonas semi planas o lomeríos con pendientes regulares, que abarcan el 10% de la superficie, ubicadas en zonas aledañas a los cerros.

Finalmente se tiene la zona plana en grandes valles, ocupa el 75% de extensión territorial: concentrada hacia el noroeste, centro y sur del Municipio.

Para ilustrar lo antes descrito, se muestra en la figura 1.6

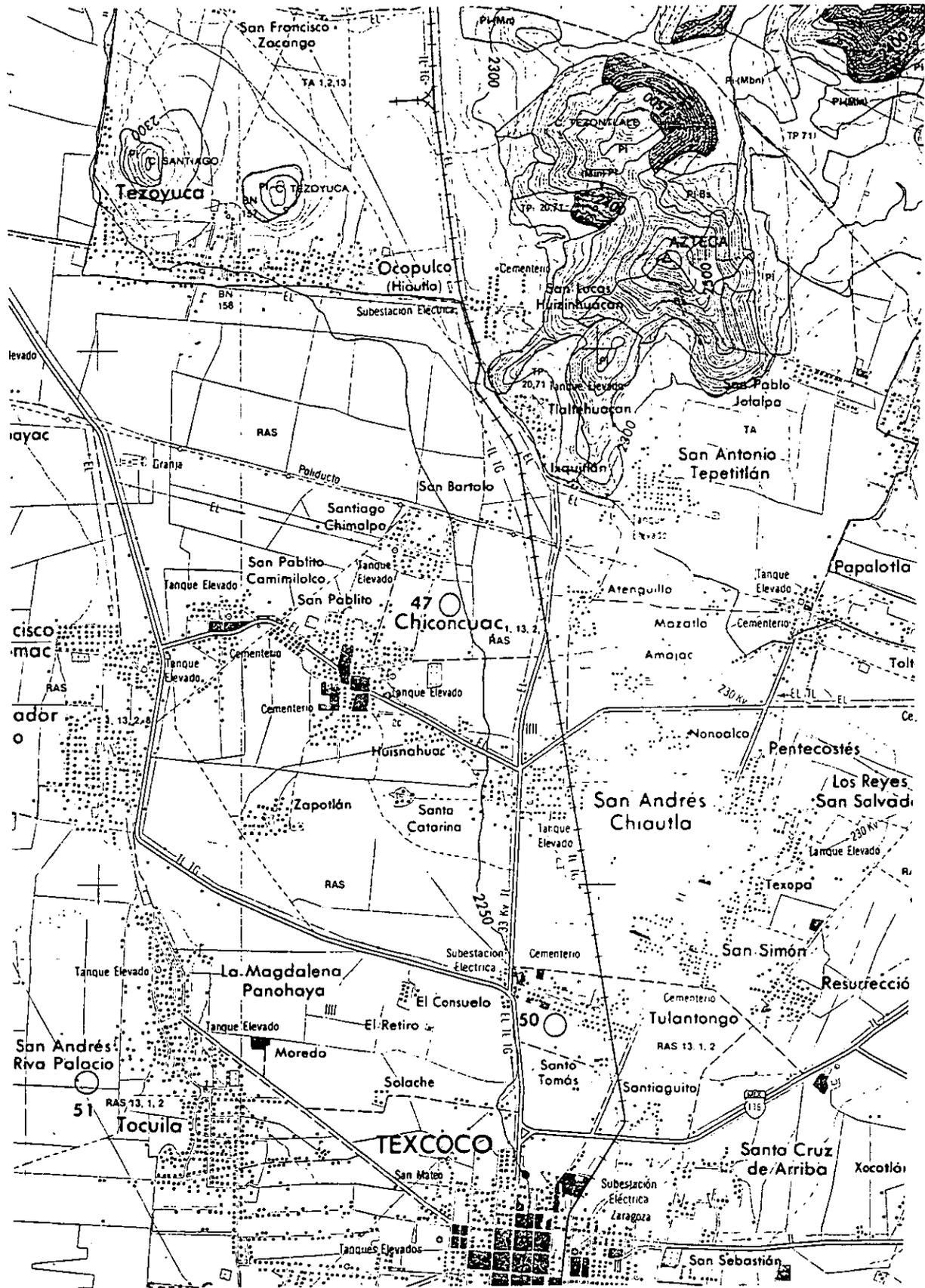


Fig. 1.6 Plano de curvas de nivel de todo el Municipio

1.7 Hidrología

Chiautla y sus alrededores forman parte integral de la región hidrológica "RH 26 Pánuco y de la Cuenca "D" del Río Moctezuma, comprende el 35.23 % de la superficie del estado.

La hidrología regional está representada por arroyos de régimen torrencial del drenaje ramificado, los cuales convergen en las zonas planas donde se acumulan los escurrimientos superficiales en dos arroyos principales.

Los ríos Xalapango y Papalotla tienen su origen en la tierra volcánica del Popocatepetl e Ixtaccihuatl.

El Río Xalapango ubicado al sur del Municipio, pasa por la cabecera municipal y desemboca en el lago de Texcoco. El río Papalotla sigue su cauce de oriente a poniente, cruza por las poblaciones de Tepetitlán, Ixquitlán, Tlaltecahuacán, San Lucas Huitzilhuacán y Ocopulco terminando en el Lago de Texcoco.

En San Lucas Huitzilhuacán existe una pequeña presa, en la cuál no se puede almacenar agua por mucho tiempo debido a que el suelo tiene poca permeabilidad.

Las zanjas federales conducen las aguas pluviales con gran facilidad, esto es gracias a que la mayoría del territorio es plano

La época de lluvia se registra en los meses de Junio a Septiembre y el mes más caluroso es el de Febrero.

1.8.- Geología

Geológicamente, el Municipio se encuentra enclavado en la provincia del Eje Neovolcánico, el cual cubre la mayor parte del territorio mexiquense en la porción norte.

Su principal característica es que se encuentra constituida por rocas volcánicas cenozoicas que datan de la época terciaria y cuaternaria.

Se pueden encontrar rocas sedimentarias clásticas asociadas con piroclastos, existen también depósitos lacustres y aluviales que rellenaron el antiguo Lago de Texcoco durante el cuaternario.

En cuanto a la dureza del terreno, esto para fines de cuantificación y construcción del presente estudio, la clasificación del suelo que predomina es el siguiente:

Material tipo "A", "B" y "C".

Tipo	Principales Materiales
A	Arcillas, Arenas, Tobas.
B	Arcillas y Tobas Semicompactas.
C	Roca y Toba compactada.

1.9.- Clima

Dentro de la región Centro- Oriente del Estado, con base y de acuerdo a la clasificación general de climas para la República Mexicana. Se asigna el clima Templado - Subhúmedo; con lluvias en verano, en menor grado a fines de la primavera e inicios de otoño y escasas durante el resto del año.

La máxima incidencia de lluvias se registra en el mes de Junio y la mínima en Febrero.

La temperatura media anual en este Municipio es de 15°C; La mínima se registra en el mes de Enero y su valor es de 6.5°C y finalmente la máxima es de 32.5°C en Mayo.

Capítulo II Planeación

2.1.- Situación actual del alcantarillado

En algunas localidades del Municipio de Chiautla se cuenta con parte del alcantarillado sanitario, para ello, lo hemos agrupado en cinco partes. Ver figura 2.1

Primero; la cabecera municipal, de acuerdo al censo poblacional de 1990, se reporta que el 84.78% de las viviendas totales cuenta con drenaje, es decir que la mayor parte de las calles centrales cuentan con el servicio y las adyacentes carecen de éste.

Es necesario dividir este sistema, tomando como delimitante la Av. del Trabajo entre la zona oriente, donde el sistema trabaja normalmente y la poniente que se caracteriza por que las plantillas de las tuberías se ubican por debajo de la cota de descarga, razón por la cual utiliza una estación de bombeo para el desalojo de aguas de esta zona.

La parte oriente cubre gran parte de San Sebastián y de San Juan, donde a pesar de que los desniveles son mínimos, permiten que el desalojo sea por gravedad, conservando así profundidades adecuadas y no se tienen pendientes inferiores a las mínimas permitidas por la normatividad vigente.

Esta zona tiene tres puntos de descarga: La del Norte, desaloja las aguas conducidas por la Av. Hidalgo, realizando un recorrido por la zona poniente antes de llegar al punto de descarga. La descarga central, desaloja las aguas que provienen de la Calle Ignacio Zaragoza, considerada como la más importante dado que abarca un área de aproximadamente el 65%. La tercer descarga fue construida recientemente para servir principalmente a la zona escolar del Municipio.

Finalmente la zona poniente es más compleja en cuanto a funcionamiento hidráulico se refiere, ya que existen ciertos factores que no permiten que se aproveche la topografía para desalojar por gravedad; esto debido a que se trató de dar servicio a una extensa área ocasionando así profundidades muy grandes en la red de atarjeas y en el colector.

Dentro de esta zona la parte más problemática se ubica en la localidad de Huitznahuac, debido a que construyeron su sistema por debajo del nivel del colector de la descarga central al cual se conectaron.

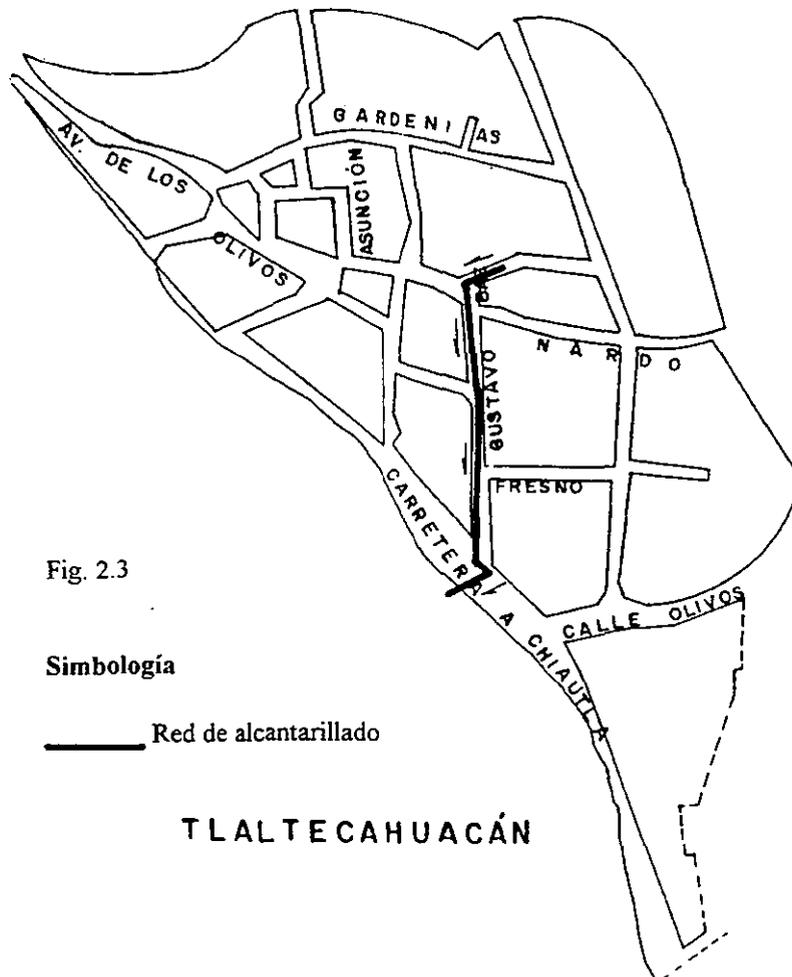
Finalmente dicho colector se ubica en un nivel inferior al del arroyo receptor, provocando así el almacenamiento de aguas negras en gran parte de las tuberías de la zona poniente. Esto ha llevado a sellar los pozos para evitar el afloramiento de dichas aguas a la superficie y evitar así inundaciones en las calles.

Actualmente la estación de bombeo vierte las aguas residuales hacia el río Xalapango, aproximadamente por cuatro horas diarias, esto repercute en la contaminación de dicho río.

Estas situaciones se muestran en la figura 2.2.

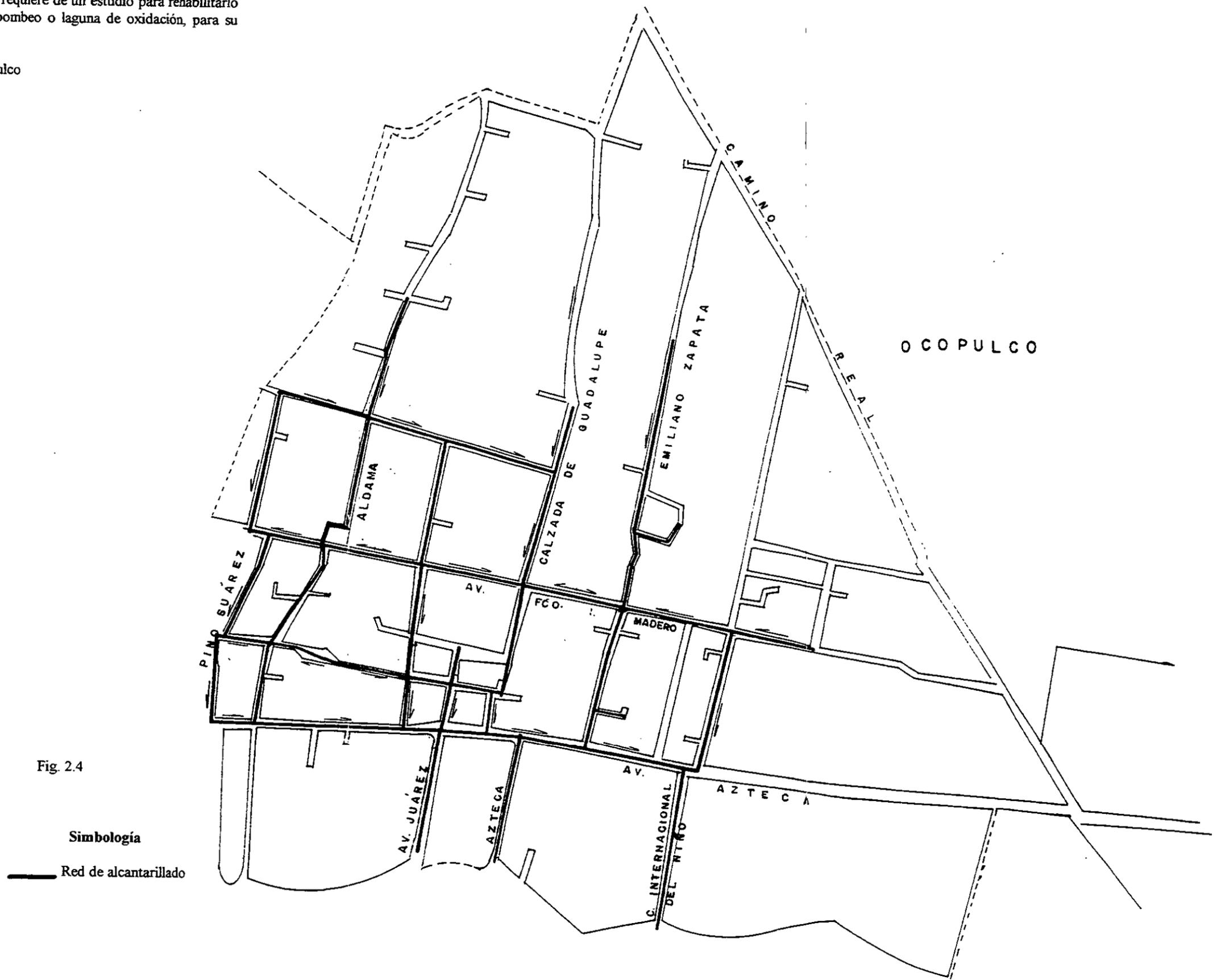
Segundo. En Tlaltecahuacán no existe red de atarjeas, existe una línea de drenaje, cuya tubería vierte aguas residuales (aguas jabonosas) al río Papalotla. Esta línea de drenaje inicia su recorrido en la calle Azucena siguiendo por la Gustavo Baz hasta cruzar la carretera y llegar al río. Se compone por: dos tramos de 256 y 25 mts. de tubería de concreto simple de 20 y 30 cm. de diámetro respectivamente, seis pozos de visita y una caja de registro. Las pendientes existentes entre los tramos se encuentran dentro de los rangos establecidos por las normas vigentes, sin embargo el escaso caudal conducido no es suficiente para alcanzar la velocidad mínima recomendada, provocando así la acumulación de azolve en los ductos por lo que dificulta el escurrimiento.

Fig. 2.3. Muestra la red de alcantarillado en Tlaltecahuacán.



Tercero. La comunidad de Ocopulco cuenta con un 75 % de alcantarillado sanitario en algunas de sus calles como la de Azteca, Hidalgo, Fco. I Madero, Morelos Pino Suárez, Aldama, Allende, Calzada de Guadalupe, Melchor Ocampo y Año Internacional del Niño, sin embargo a pesar de que fue construida hace quince años aproximadamente no ha funcionado debido a que no tiene un lugar de descarga, esto ha propiciado el azolvamineto total de las redes, por lo que el sistema requiere de un estudio para rehabilitarlo o construir una nueva red de atarjeas, así como un cárcamo de bombeo o laguna de oxidación, para su vertido final.

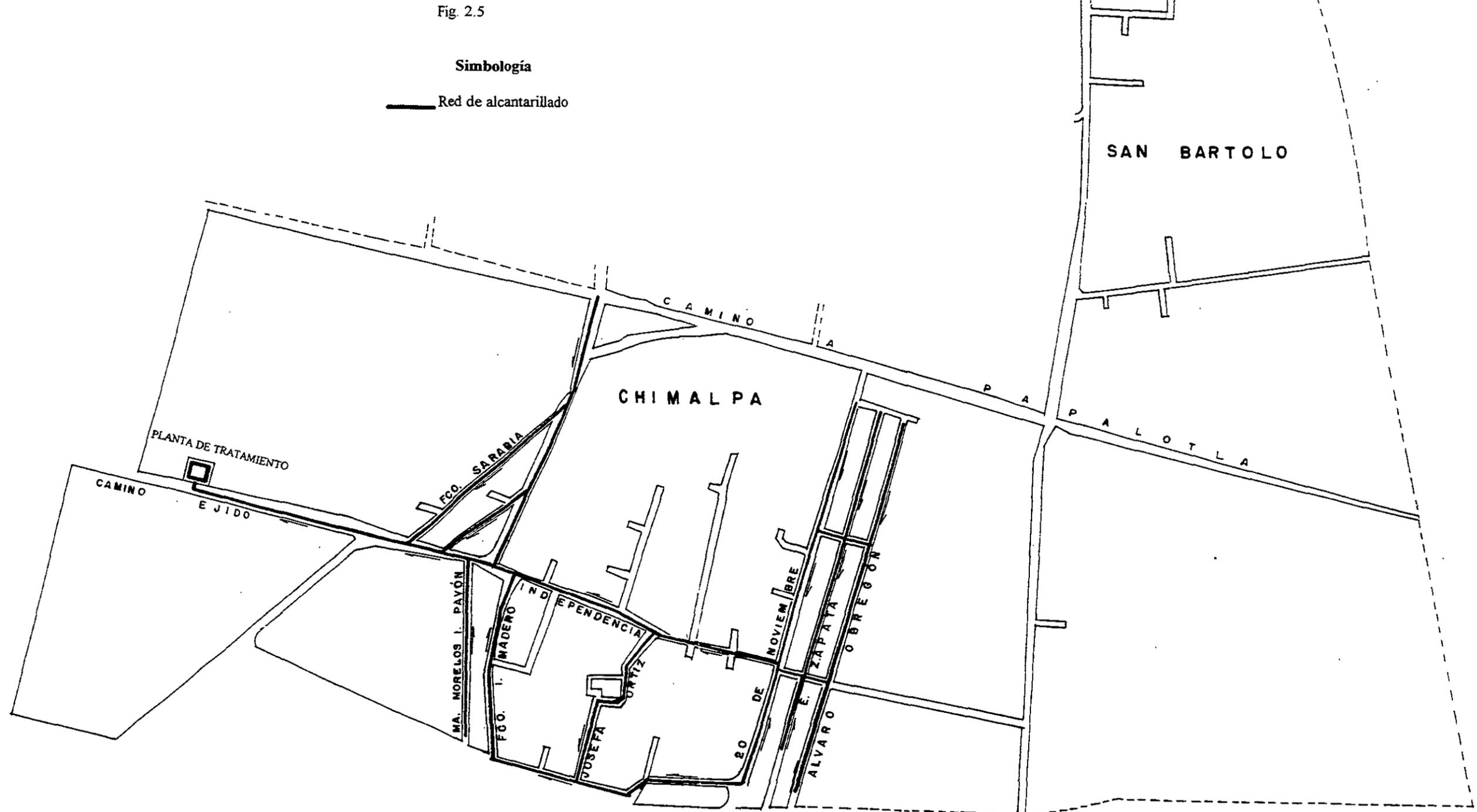
Fig. 2.4 Esta figura nos muestra el alcantarillado existente de Ocopulco



Cuarto. En Chimalpa se cubre el 80 % de infraestructura sanitaria, desde hace 15 años, sin embargo a la fecha no está en funcionamiento, por lo que se requiere la rehabilitación total o parcial o la construcción de una nueva red para que pueda operar y al igual que la comunidad anterior necesita un lugar de descarga, ya sea laguna de oxidación o planta de tratamiento.

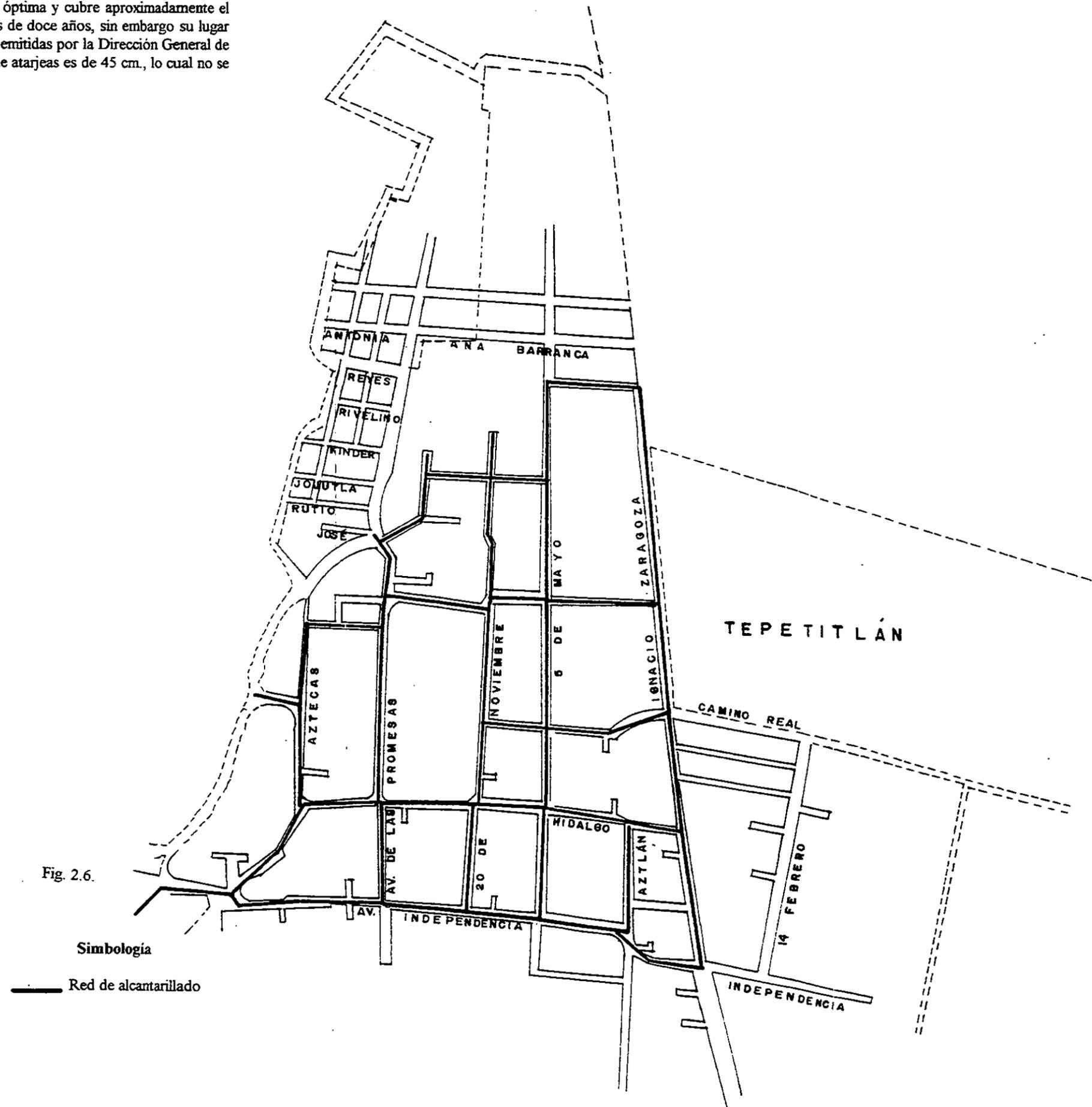
Cabe señalar que dentro de este sistema existen algunas descargas clandestinas que han provocado el azolvamiento, así como el desbordamiento de los pozos de visita más bajos y un aroma desagradable. La red se localiza sobre las calles de: Fco. I Madero, 20 de Noviembre, Emiliano Zapata, Independencia y parte de Hidalgo, entre otras.

Fig 2.5. Red de alcantarillado de Chimalpa.



Quinto. La infraestructura de drenaje en Tepetitlán opera en forma óptima y cubre aproximadamente el 80 % de sus calles, el sistema de alcantarillado se construyó hace más de doce años, sin embargo su lugar de descarga es el Río Papalotla, no respeta en su totalidad las normas emitidas por la Dirección General de Construcción de Sistemas de Alcantarillado, ya que el 95% de la red de atarjeas es de 45 cm., lo cual no se justifica en una población tan pequeña.

Fig. 2.6. Drenaje existente en Tepetitlán.



Todos estos sistemas fueron construidos hace más de 12 años, sin considerar el aumento de la población, la ampliación futura de las redes ni un lugar de descarga para su posible tratamiento.

2.2.- Zonificación.

Al Municipio de Chiautla lo hemos dividido de acuerdo a la Topografía, Situación Geográfica, Infraestructura en materia de Alcantarillado Sanitario y Recursos Naturales y en particular por los ríos.

Para la realización de este estudio se consultó a las autoridades Municipales para visualizar los puntos de trabajo requeridos por las comunidades en cuanto a el alcantarillado sanitario.

De acuerdo con lo anterior se dividió el Municipio en tres grandes zonas:

- Zona Norte
- Zona Centro - Sur
- Sistema de Alcantarillado Chimalpa

La Zona Norte se integra por las siguientes comunidades:

- a) Tepetitlán
- b) Ixquitlán
- c) Tlaltecahuacán
- d) San Lucas Hutzilhuacán
- e) Ocopulco
- f) La Concepción

Se encuentran localizadas al Noroeste del Río Papalotla.

La Zona Centro - Sur se compone por los barrios de la cabecera municipal y algunas localidades:

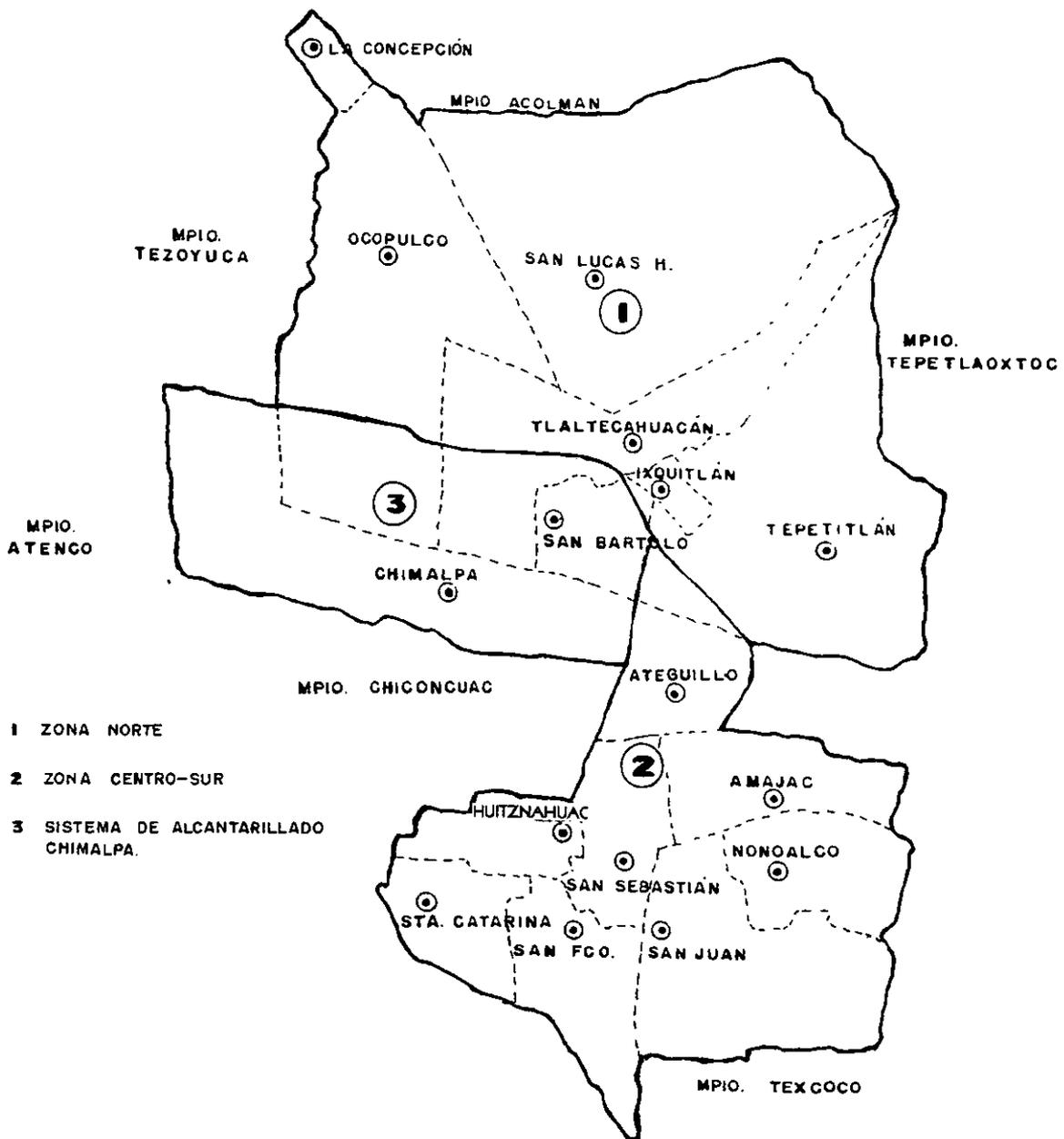
- a) Barrio de San Juan
- b) Barrio de San Sebastián
- c) Barrio de San Francisco
- d) Barrio de Santa Catarina
- e) Atenguillo
- f) Amajac
- g) Nonoalco
- h) Huitznahuac

Estas localidades se encuentran localizadas entre el Río Papalotla y el Río Xalapango.

Finalmente el Sistema de Alcantarillado Chimalpa lo conforman:

- a) Chimalpa
- b) San Bartolo

Fig. 2.7. Zonificación del Municipio de Chiautla



2.2.1.- Aprovechamiento de la Topografía.

La Topografía es un factor muy importante para la zonificación del Municipio de Chiautla, ya que determina en parte el cauce de las aguas residuales.

La zona norte esta compuesta por comunidades que presentan notables diferencias de cotas, desde la ribera del río Papalotla hasta las calles más altas, así que Tepetitlán, Ixquitlán, Tlaltecahuacán, San Lucas Huitzilhuacán, Ocopulco y la Concepción están enclavadas en zonas de cerro y lomerío, esto hace que la pendiente natural se dirija hacia el río en cuestión.

La zona Centro - Sur representa un gran porcentaje de la superficie del municipio y se caracteriza por su relieve plano y semiplano, con una ligera pendiente hacia el Río Xalapango en su parte poniente.

San Juan, San Sebastián, Santa Catarina y San Francisco pertenecen a la cabecera municipal. Estas se van a integrar a un sólo proyecto considerando la infraestructura ya existente, al igual que las localidades de Amajac, Atenguillo, Huitznahuac y Nonoalco.

El sistema de Chimalpa se integra por Chimalpa y San Bartolo cuyo relieve se encuentra en una zona semiplana. Chimalpa cuenta con su red de drenaje, sin operar, que se encuentra orientada hacia el poniente del Municipio y San Bartolo se localiza en el noreste del mismo por lo que es factible juntar ambas comunidades a una misma red.

Lo antes descrito se puede observar en la figura 1.6 del capítulo I

2.2.2.- Análisis de Alternativas.

La trayectoria de la red de atarjeas se encuentra ligada a los colectores internos, los cuales se evaluarán por la problemática que implica la ubicación de redes para cubrir la totalidad de calles que conforman las localidades y que estarán definidas por sus características topográficas prevalecientes en el área de proyecto, sus posibles descargas a uno o varios colectores y el recorrido a seguir para su disposición final.

De las diversas alternativas que se presenten se analizarán las que arrojen menores costos. Para la realización de este trabajo se tomarán en cuenta dos de ellas para cada zona.

Zona Norte

Alternativa "A"

Para esta, se contempla que todas las aguas residuales de las localidades de Ocopulco y la Concepción, San Lucas Huitzilhuacán, Tlaltecahuacán, Ixquitlán y Tepetitlán, sean recibidas por el Colector General Sanitario Zona Norte, el cual será proyectado en la ribera del río Papalotla. Ocopulco y la Concepción unen sus descargas por medio de un colector dirigido al colector general, para San Lucas Huitzilhuacán la descarga se hace por medio de dos colectores.

Análisis de la Alternativa "A"

Localidad	Disposición Final
Ocopulco y La Concepción	Descarga 1
San Lucas Huitzilhuacán	Descarga 2
Tlaltecahuacán	Descarga 3
Ixquitlán	Descarga 4
Tepetitlán	Descarga 5

Ver fig. 2.8

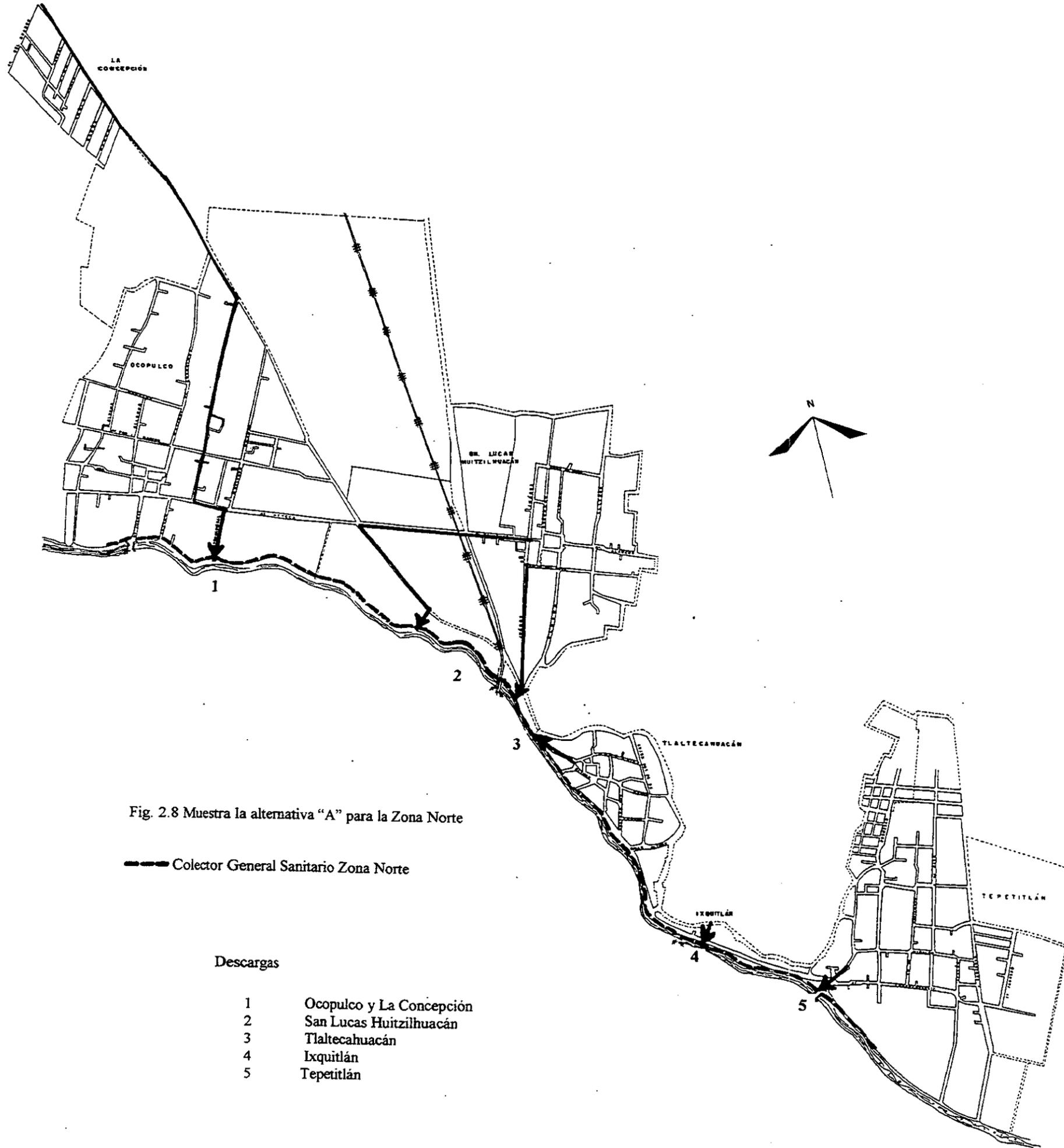


Fig. 2.8 Muestra la alternativa "A" para la Zona Norte

--- Colector General Sanitario Zona Norte

Descargas

- 1 Ocopulco y La Concepción
- 2 San Lucas Huitzilhuacán
- 3 Tlaltecahuacán
- 4 Ixquiltán
- 5 Tepetitlán

SIMBOLOGÍA

- LIMITE URBANO
- ~ RÍO
- ≡ PUEBLO
- ≡ VIA DEL FERRO

Alternativa "B"

Se considera sólo una descarga hacia una planta de tratamiento o laguna de oxidación para cada localidad, para ello se requiere de la disposición de cinco predios de aproximadamente 500 m², para realizar la infraestructura necesaria.

Análisis Alternativa "B"

Localidad	Disposición final (Lugar)
Tepetitlán	Predio a la ribera del río Papalotla
Ixquitlán	"
Tlaltecahuacán	"
San Lucas Huitzilhuacán	"
Ocopulco	"
La Concepción	"

La fig. 2.9, nos muestra esta alternativa

Zona Centro - Sur

Alternativa "A".

Se contempla la división de la zona de proyecto en dos áreas de influencia completamente independientes.

La primer área comprende la parte poniente, cubriendo una zona de mediano crecimiento urbano. Se limita por la Avenida del Trabajo.

La segunda el área oriente se extiende sobre la mayor parte del casco antiguo de las localidades, prolongándose sobre áreas de mediano y gran crecimiento urbano.

La siguiente tabla presenta las cantidades estimadas de tubería que se requiere para estas áreas de proyecto. Estos valores son únicamente de los colectores sin tomar en cuenta la red de atarjeas.

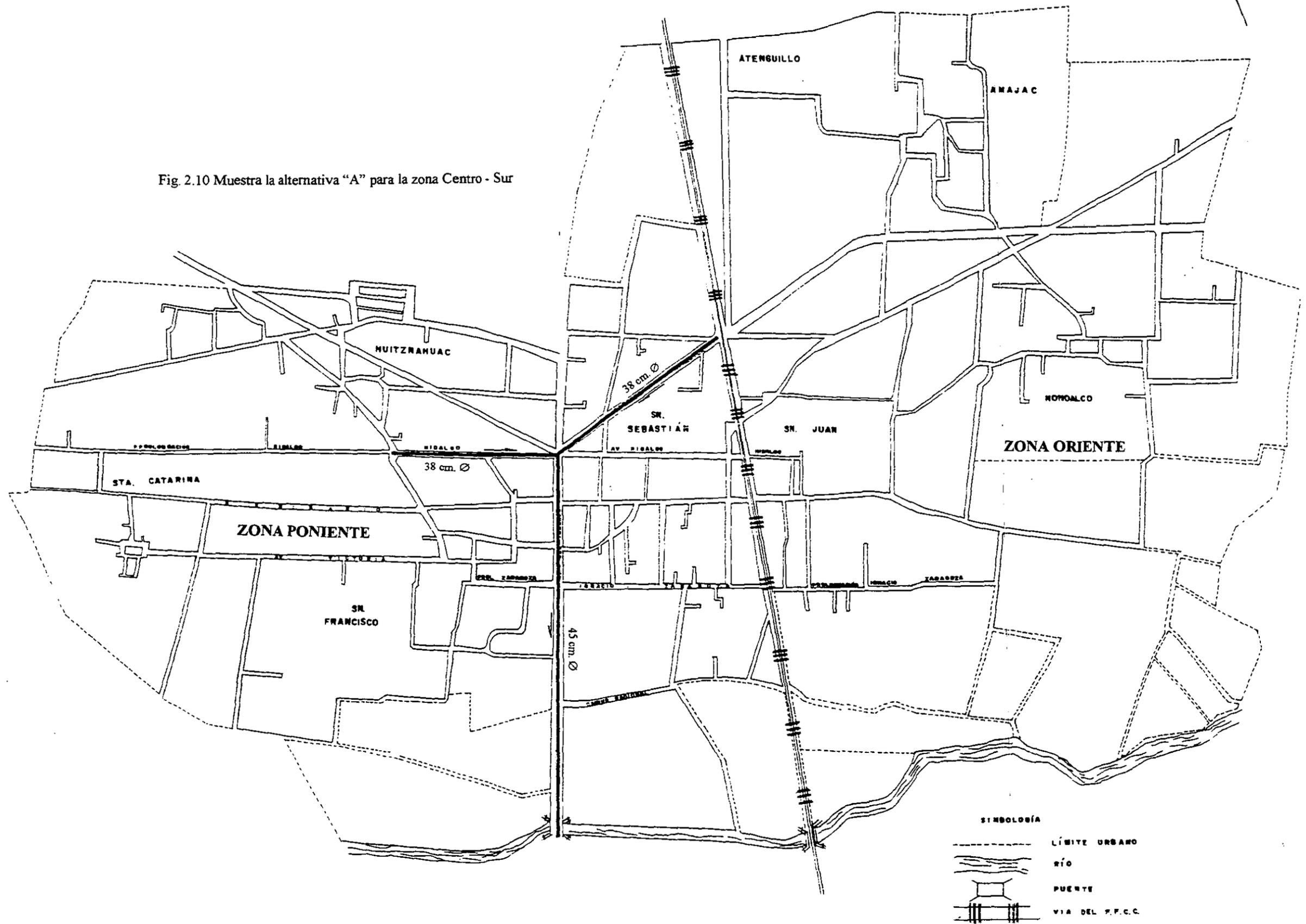
Ver fig. 2.10

Estimación Alternativa "A"

Diámetro de tubería (cm.)	Cantidad en metros		Total
	Zona Poniente	Zona Oriente	
38	1925	-	1925
45	-	1650	1650

Fig. 2.10. Muestra la alternativa para la Zona Centro - Sur.

Fig. 2.10 Muestra la alternativa "A" para la zona Centro - Sur



Alternativa "B"

En este caso se mantiene íntegra el área de proyecto, se propone dirigir las aguas residuales del total de la población de un sitio único al colector.

Se calcula la longitud de tubería requerida para salvar la distancia hasta el punto de descarga (Cárcamo de Bombeo).

Estimación Alternativa "B"

Diámetro de Tubería (centímetros.)	Cantidad (metros)
38	1917
45	1650

Ver fig 2.11

Sistema de Alcantarillado Chimalpa

Alternativa "A"

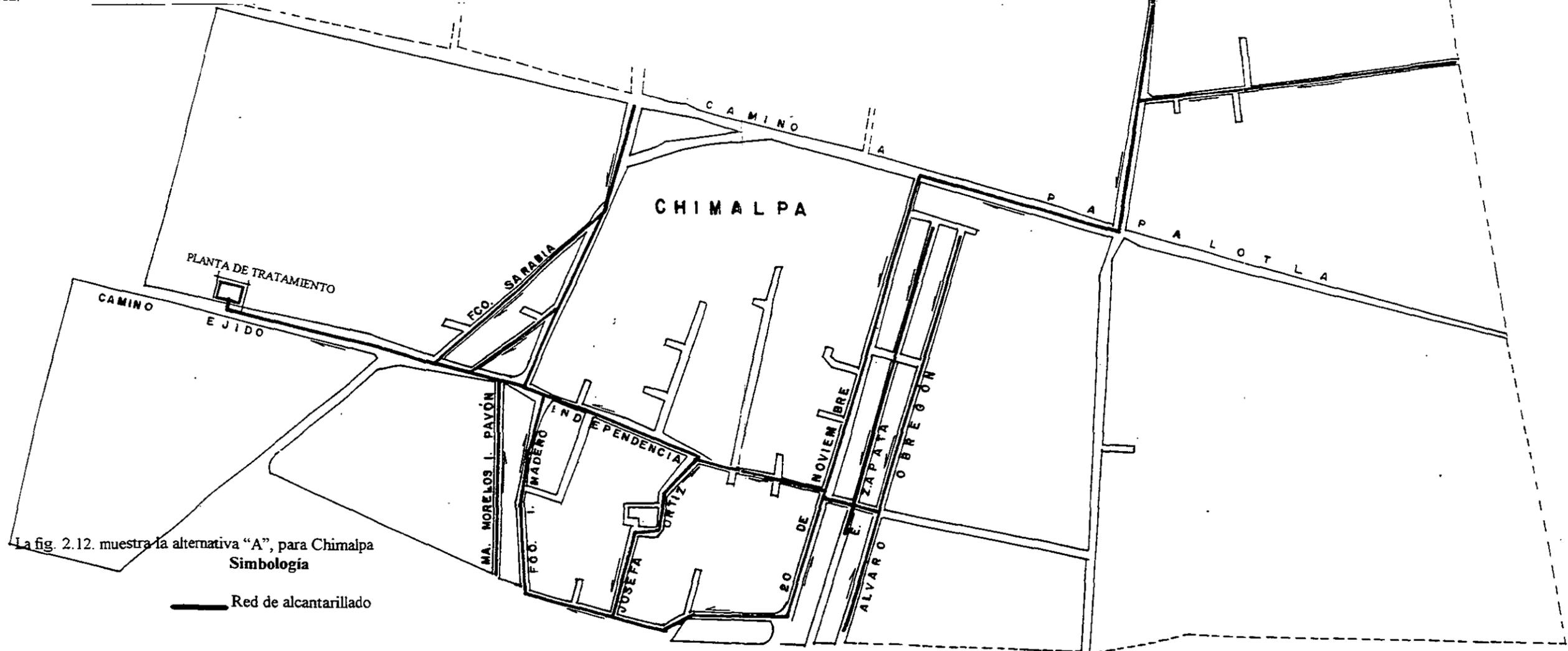
Está prácticamente definida con la red de alcantarillado sanitario en Chimalpa existente, pero a ella se le ha aunado la descarga de San Bartolo, siendo la descarga final una planta de tratamiento de aguas residuales.

Esta red esta aislada de otras debido a su pendiente natural de escurrimiento la cual está orientada hacia el Municipio de Tezoyuca.

Estimación Alternativa "A".

Localidad	Longitud Colectores (m)
Chimalpa	1982.00
San Bartolo	870.00
Total	2852.00

Ver fig. 2.12.



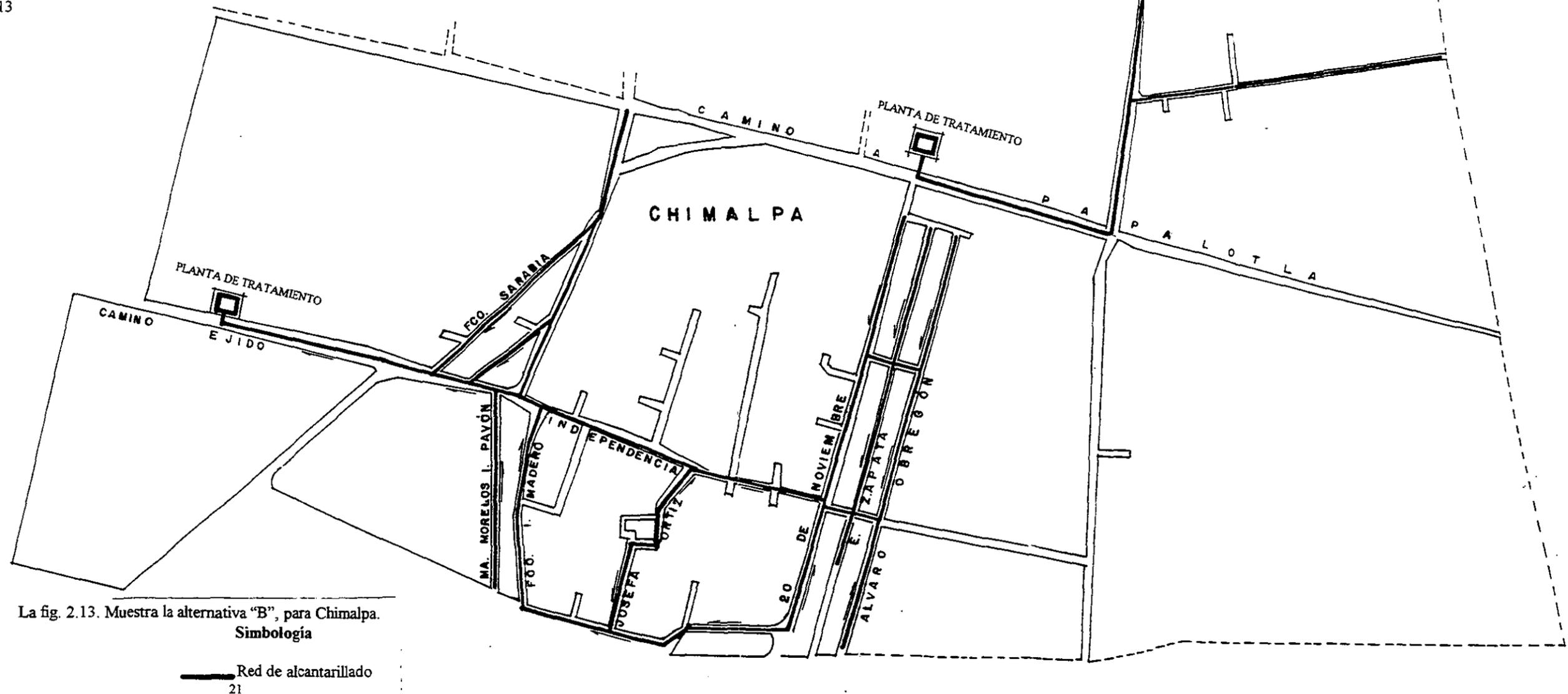
Alternativa "B"

Esta opción propone descargas independientes para cada localidad, representa un costo elevado, ya que se tendrá que considerar dos predios y dos plantas de tratamiento o lagunas de oxidación, así como disminuir el tramo de colector que une ambas localidades de la alternativa anterior.

Estimación Alternativa "B".

Colector	Longitud en metros	Disposición final
Chimalpa	1982.00	Planta de tratamiento ó Laguna de oxidación
San Bartolo	520.00	"
Total	2502.00	

Ver fig. 2.13



La fig. 2.13. Muestra la alternativa "B", para Chimalpa.
Simbología

2.2.3.- Costos

Es necesario aclarar que este trabajo esta definido como un proyecto para el desalojo de aguas residuales, hacemos mención únicamente de algunos estudios de análisis de costos sin llegar a realizar presupuestos a nivel de obra. Por esta razón sólo haremos referencia de análisis de costos como una muestra comparativa en la ejecución de conceptos tales como tramos de colector, la construcción de planta de tratamiento o laguna de oxidación con todos los requerimientos necesarios (desde la adquisición del predio hasta la conclusión del tratamiento final de las aguas residuales).

2.3.- Estudios Físico - Geográficos y Económico - Político - Social.

En cuanto a estudios Físicos - Geografía, sabemos que en el Municipio predomina el clima templado, en él encontramos superficie plana, semiplana y montañosa. Cuenta con dos ríos Papalotla y Xalapango. En esta zona se tienen recursos naturales tales como los bancos de tezontle, tepetate y roca de cantera.

En relación a los estudios Económico - Político - Social se considera:

El Municipio de Chiautla cuenta con las siguientes vías de comunicación

Carreteras

Las vías de comunicación terrestre son las más factibles a utilizar para comunicar a la cabecera municipal, ya que cuenta con el servicio de Carreteras Federales y de Cuota para conectar a la localidad con lugares de importancia en la República Mexicana.

Se puede trasladar desde la ciudad de Toluca e inicia el recorrido en dirección oriente, incorporándose a la Carretera Federal de Cuota No. 15 haciendo un desplazamiento de aproximadamente 61 km. A partir de aquí se derivan tres caminos para llegar a la localidad de interés. La primera es dirigirse al noroeste del Distrito Federal, rumbo a las Pirámides de Teotihuacan hasta entroncar con la carretera Federal Libre No. 136, en dirección a los Reyes hasta la altura del municipio de Tezoyuca, se desvía rumbo a la cabecera municipal del mismo, el cual nos permite llegar a Chiautla a través de las localidades de Ocopulco, San Lucas Huilzilhuacán, Tlaltecahuacán, Ixquitlán y la Cabecera Municipal.

La segunda, mejor en cuanto a distancia y tiempo. Consiste en trasladarse al oriente de la ciudad de México, hasta llegar al Peñón (altura del Aeropuerto) e incorporarse a la Autopista de cuota Peñón - Texcoco, la cual se conecta con la Carretera Federal Libre No. 136, a la altura de la localidad de Tulantongo, se puede ingresar al Municipio de Chiautla por la parte sur.

Una tercer alternativa es tomar la salida a Puebla (Calzada de Zaragoza) e incorporarse a la Carretera Federal libre No. 136 hasta llegar a Texcoco e ingresar a Chiautla de la misma forma anterior.

Ferrocarriles.

Existe una línea férrea que atraviesa al Municipio de Norte a Sur haciendo un recorrido aproximado de 4 km., pasa por la Cabecera Municipal, las localidades de San Lucas Huitzilhuacán, San Bartolo y Atenguillo. Esta línea cubre la Ruta Interoceánica con destino Puebla - Veracruz, cuenta con dos estaciones, ubicadas en la cabecera municipal y la otra en San Lucas Hutzilhuacán.

Se cuenta con los siguientes Servicios Públicos.

Transporte

El transporte es de suma importancia para el apoyo de sus actividades económicas, ya que es el medio más utilizado para trasladarse a los centros de trabajo y llevar a cabo el intercambio comercial.

El transporte está clasificado en dos modalidades:

- * Transportes Federales. Representado por: "Transportes México - Ixquitlán y Anexas", misma que realiza el recorrido desde el Distrito Federal (Metro Martín Carrera hasta la localidad de Ixquitlán) y la línea México - San Juan Teotihuacan y ramales (Metro Indios Verdes hasta la localidad de Tepetitlán).
- * Transportes Locales para el traslado regional, servido por diferentes rutas de microbuses y combis cuyos destinos son: Texcoco, Tezoyuca, Chiconcuac, Tepetlaoxtoc, Papalotla, Central de Abastos de Ecatepec y recorridos internos en todo el Municipio de Chiautla.

Teléfono

Entre los habitantes se cuenta con el servicio telefónico particular, se tiene en las localidades de Ocopulco, San Lucas, Tepetitlán, Chimalpa, Atenguillo, Amajac, Nonoalco, y la cabecera Municipal. Para el servicio público se cuenta con diversas casetas instaladas en estas comunidades dando servicio local y de larga distancia.

Telégrafo

Para hacer uso de este servicio los habitante acuden a las oficinas de telegrafos ubicadas en Texcoco y Chiconcuac, pertenecientes a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, dado que no existen instalaciones para proporcionar este medio de comunicación al Municipio de Chiautla. Existe una red de telegrafos muy antigua que no funciona y esta instalada paralelamente con las vías del ferrocarril.

Correo

Existe una oficina de Servicio Postal ubicada en la Presidencia Municipal que da servicio a todas las comunidades de Chiautla.

Imagen de T. V.

Dada la cercanía que existe con la Ciudad de México, siendo ésta el lugar donde se ubican los principales consorcios televisivos del país, son enviadas la mayor parte de señales. Por lo que es posible captar la programación de los canales 2, 4, 5, 7, 9, 11, 13, 22 y 40.

Radio

Las transmisiones por radio, tanto amplitud modulada A.M., como en frecuencia modulada F.M. , son captadas a través de todas las estaciones que se escuchan en la capital de la República Mexicana.

Prensa

En este Municipio no existen talleres editoriales, por lo tanto no se cuenta con un periódico o diario local. Las ediciones que llegan a manos de los lectores, son por medio de voceadores de Texcoco y se exhiben en puestos de periódicos y revistas.

Energía Eléctrica

La energía eléctrica que se consume, se genera en las instalaciones de la Compañía de Luz y Fuerza del Centro, conducida por líneas de alta tensión que llegan hasta los transformadores para finalmente se suministre a los usuarios. Existen algunas colonias que carecen del servicio, pero las autoridades municipales han planeado incluir en sus programas la dotación de este servicio. La red de distribución existente dentro de la zona urbana se compone de líneas aéreas soportadas por postes de concreto, madera y metálicos.

Alumbrado Público

Se proporciona el servicio aproximadamente en un 60 %, se compone por lámparas de vapor de sodio y mercurio, soportadas por postes de concreto.

Educación

Existe una diversidad de planteles educativos, de los cuales doce son pre - primarias (tres son particulares), diez primarias (una particular), dos secundarias (una particular), dos telesecundarias y dos preparatorias (una particular). Para cubrir niveles superiores tienen que trasladarse a Texcoco, Ciudad de México y Toluca principalmente.

Servicios Médicos

Cuenta con cinco Centros de Salud y una Clínica Regional (Ocopulco), por medio de los cuales la Secretaría de Salud realiza programas de visita a las localidades; también se cuenta con consultorios particulares. Para servicios especializados como cirugías, estudios, entre otros, se acude a Texcoco o la Ciudad de México.

Turismo

El aspecto turístico que ofrece el Municipio es por su arquitectura, el folklore de las actividades, tradiciones, gastronomía y fiestas regionales.

La arquitectura eclesiástica tiene su máximo representante en el templo de San Andrés, construido en el siglo XVII.

Las fiestas que se celebran son el 20 de Enero en honor a San Sebastián, el 29 de Abril a Santa Catarna, 13 de Junio a San Antonio, el 24 de Junio a San Juan, el 30 de Noviembre a San Andrés y 12 de Diciembre a la Virgen de Guadalupe, en ellas se tienen juegos pirotécnicos, bailes regionales amenizados por bandas y grupos musicales y danzas tradicionales. Aunado a esto se tienen diversos puestos con antojitos mexicanos y platillos tradicionales como la barbacoa y el pan de fiesta.

Religión

Las costumbres religiosas han formado parte de la vida de la población, reforzando así los patrones socioculturales. En el último censo se tiene que el 98 % de los habitantes son católicos, el 1 % se declaró protestante o evangélico y el 1 % no practica ninguna.

Agua Potable

Para abastecerse de agua potable se aprovechan los recursos naturales existentes dentro de la región como lo es el manto acuífero subterráneo, este abastecimiento se lleva a cabo por medio de un pozo profundo, tanque de almacenamiento, línea de conducción y red de distribución. En la actualidad cuenta con los siguientes pozos.

Ocopulco. Posee dos pozos profundos que alimentan a un tanque de 90 m³ de almacenamiento localizado en la parte alta de esta localidad.

San Lucas Huitzilhuacán. Tiene un pozo profundo y un tanque 120 m³ de capacidad localizado en la parte alta del cerro Azteca, da servicio a toda esta comunidad.

Tepetitlán. Su sistema de agua potable funciona con un pozo profundo, abastece un tanque de 120 m³ de almacenamiento situado en el cerro y da servicio a Ixquiltán.

San Bartolo. Actualmente cuenta con una cisterna y un tanque elevado de 60 m³, suministrado por un pozo para riego agrícola.

Chimalpa, Atenguillo y Huitznahuac, tiene cada una un sistema que funciona mediante un pozo profundo y un tanque elevado de 90,60 y 100 m³ de capacidad respectivamente.

Nonoalco. Funciona con un pozo profundo y un tanque elevado de 90 m³ de capacidad dota de este servicio a Amajac por medio de una línea de conducción hasta un tanque elevado de 60 m³.

Tlaltecahuacán. Cuenta con un pozo profundo y un tanque de 60 m³ localizado en la parte alta del cerro.

San Juan, San Sebastián, San Francisco y parte de Santa Catarina, se abastecen por medio de tres pozos que alimentan a tres tanques elevados, de 60, 90 y 120 m³ de capacidad. Para algunos fraccionamientos de San Juan uno de estos pozos con su tanque elevado les da el servicio (fraccionamiento San Alberto I y II, San Antonio y Santa María). Finalmente se tiene el pozo llamado Santa Catarina, que se encargará de suministrar el vital líquido a esta comunidad, así como a la Unidad Deportiva. Los sistemas de San Bartolo, Fraccionamientos y el pozo de Santa Catarina, son administrados por el H. Ayuntamiento, el resto lo administran los Comités de Agua Potable.

En todas las instalaciones de los pozos profundos, se cuenta con los equipos de cloración.

Para llevar a cabo la distribución en las redes, se realiza en forma simultánea, para todas las comunidades servidas, sólo en época de estiaje la dotación se lleva a cabo por intervalos.

Para la localidad de La Concepción se le suministra agua potable del Municipio de Tezoyuca.

A continuación se muestra la distribución de Agua Potable

Localidad	Diámetro (pulg.)	Material
La Concepción	*	P.V.C
Ocopulco	*	P.V.C
San Lucas Huitzilhuacán	2, 2 ¹ / ₂	P.V.C
Tlaltecahuacán	2 ¹ / ₂ , 3	P.V.C
Ixquiltán	*	P.V.C
Tepetitlán	*	P.V.C
San Bartolo	2, 2 ¹ / ₂	P.V.C
Chimalpa	*	P.V.C
Atenguillo	2 ¹ / ₂ , 3	P.V.C
Huitznahuac	2 ¹ / ₂ , 3	P.V.C
Nonoalco - Amajac	*	P.V.C
San Juan	*	P.V.C y asbesto - cemento
San Sebastián	*	P.V.C y asbesto - cemento
San Francisco	*	P.V.C y asbesto - cemento
Sta. Catarina	*	P.V.C

*Nota: Para estas comunidades los diámetros varían entre 2 y 4 pulg.

Alcantarillado sanitario

El censo poblacional de 1990, indica que algunas viviendas tienen fosas sépticas o letrinas sanitarias por carecer del servicio Municipal, los antiguos pozos artesanales o norias, por medio de los cuales se extraía el líquido, dejaron de utilizarse al introducir el agua potable entubada, sirviendo entonces hasta la fecha como estructura de depósito y desecho de materia orgánica. Esto ha llegado a convertirse en un grave problema de salud pública, debido a la contaminación de los mantos acuíferos existentes en la región, muchas de estas fosas saturaron su capacidad, por falta de mantenimiento y operación adecuada, ocasionando que muchas viviendas se vieran obligadas a desalojar sus aguas residuales a la vía pública trayendo consigo un aumento en las enfermedades hidricas sobre todo en los infantes.

Población

La población de este Municipio se ha dado dentro de los límites naturales y normales que el crecimiento demográfico natural arroja. La tasa de crecimiento anual se estima en 3.10 para esta década, Que comparada con las décadas anteriores tiende a decrecer; Esto debido a la migración para encontrar empleo en la Capital de la República o en zonas conurbadas, así como la baja natalidad, las mujeres de 50 a 54 años tuvieron 5.9 hijos en promedio, mientras que las de 25 a 29 años (generación actual) solamente dos hijos por familia.

Periodo	20 - 24	25 - 29	30 - 34	40 - 44	50 - 54
Promedio de hijos	0.9	2.0	3.0	8.8	5.9

La tabla nos muestra la tendencia a la baja en la tasa de natalidad, esto aunado a las campañas de uso de anticonceptivos, las cruzadas contra el sida, la situación económica y ambiental.

De acuerdo al plan de desarrollo municipal (1994 - 1996) existen 34. 673 habitantes distribuidos de la siguiente manera:

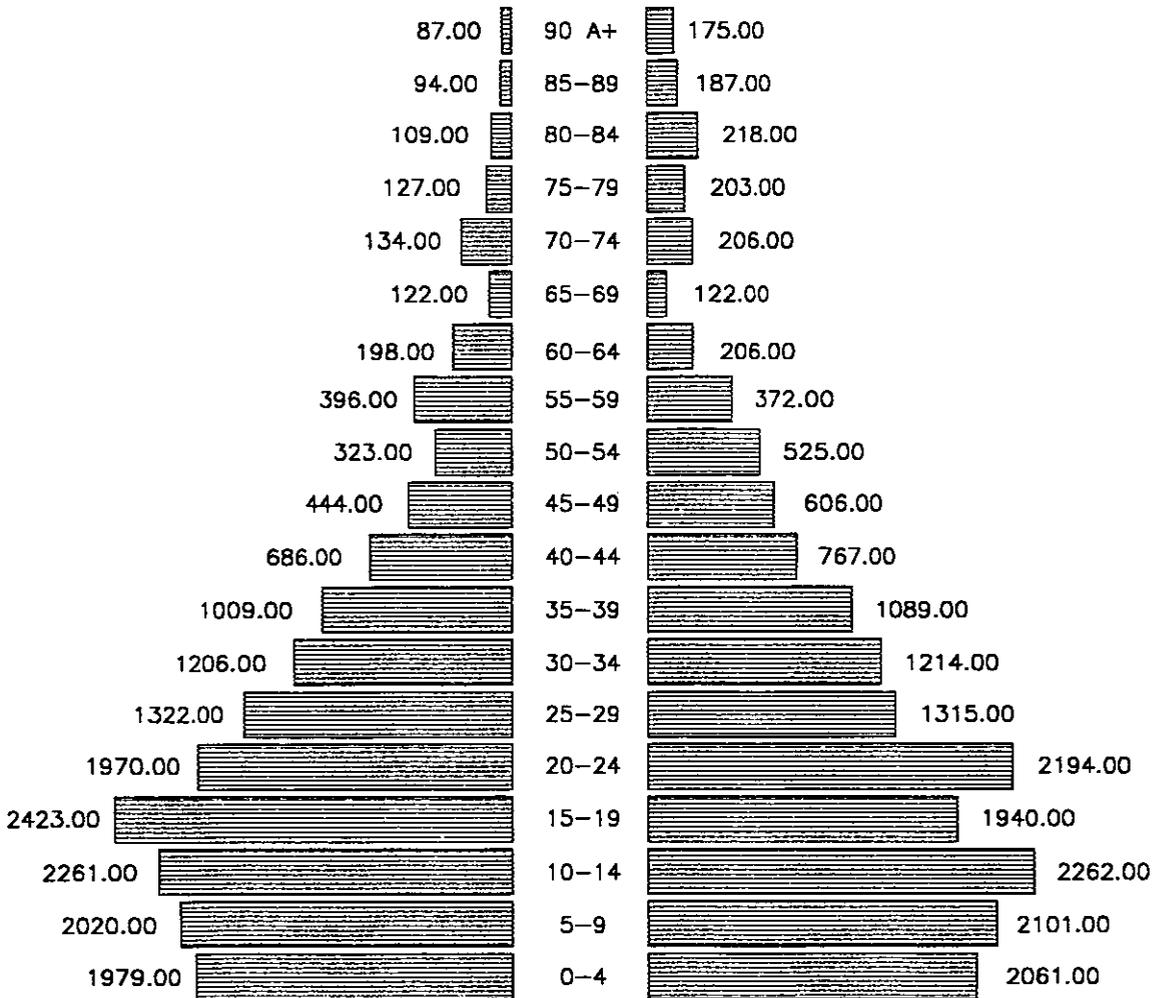
Comunidad	Habitantes
San Juan	2, 462
San Sebastián	2, 215
San Francisco	561
Sta. Catarina	634
Huitznahuac	2, 743
Subtotal	8, 615
Comunidad	Habitantes
Amajac	1, 020
Atenguillo	1,075
Chimalpa	5, 205
Ixquiltán	585
La Concepción	1, 546
Nonoalco	1, 617
Ocopulco	5, 769
San Bartolo	352
San Lucas Huitzilhuacán	2, 181
Tepetitlán	4. 432
Tlaltecahuacán	2, 092
Subtotal	26, 058
Total	34,673

Ver pirámide de edades.

PIRAMIDE DE EDADES

**HOMBRES
HAB.**

**MUJERES
HAB.**



POBLACION TOTAL = 34,673.00 HAB.

Aspecto económico.

La población económicamente activa se define con base a que la mayoría de las mujeres se dedican a labores del hogar, los menores de edad se ocupan de estudiar en un porcentaje muy alto, los hijos mayores de edad que trabajan apoyando económicamente a los padres de avanzada edad.

Tomando como base los datos asentados en la pirámide de edades y el índice de educación que varía entre los 15 y 19 años, la población económicamente activa se toma a partir de la edades de 20 a 24 años hasta los de 60 y 64 años.

Pirámide de edades de la población económicamente activa de 20 -24 y 60 - 64 años.

Hombres	Edades	Mujeres
198	60 - 64	206
396	55 - 59	372
323	50 - 54	525
444	45 - 49	606
686	40 - 44	767
1 009	35 - 39	1, 089
1, 206	30 - 34	1, 214
1, 322	25 - 29	1, 315
1, 970	20 - 24	2, 194
7, 554	Totales	8, 288

Este criterio contempla una población económicamente activa de 15, 842, que significa el 45.6 % de la población total.

La población en los tres sectores de acuerdo a sus actividades son:

Categoría	Habitantes	%
Ocupados	6, 270	39.58
Hogar	5, 102	32.21
Estudiantes	3, 120	19.70
Desocupados	158	1.00
Otros	1, 192	7.51
Totales	15, 842	100

Del total de la población el 22.65% se encuentra en el sector primario, el 40.30% en el sector secundario y el 37.05 % en el sector comercio y servicios; estos factores varían de una comunidad a otra (por ejemplo, en Tepetitlán, el 50% se orienta al sector secundario y el resto al sector comercio).

Sector Primario.- Sus principales actividades son el cultivo de maíz, alfalfa, frijol, tomate, calabaza y forrajes.

Sector Secundario.- Se dedica a la elaboración de pan, tabique, tejidos y maquila de la industria textil, otro tanto se emplea como obrero.

Sector Terciario. Se orienta a la comercialización de pan, hilados, tejidos que se manufacturan y ropa, en cuanto a prestación de servicios en un índice bajo se tienen: servicios profesionales, talleres mecánicos, herrería y enseñanza en escuelas particulares.

Nivel de ingresos.

Se tiene que el 63 % gana el salario mínimo, el 29.5 % de 1 a 2 salarios mínimos, el 6.2 % obtiene de 5 a 10 salarios mínimos y el 1.3 % gana más de 10 salarios mínimos, por lo que el poder adquisitivo de la población es bajo y esto repercute directamente en la alimentación, salud, educación y vivienda.

2.4 Normatividad

Uno de los aspectos de gran importancia en el que se fundamenta la elaboración de nuestro trabajo son las Normas emitidas por la Dirección General de Construcción de Sistemas de Alcantarillado, tomando los lineamientos que tienen como propósito cuidar que los proyectos se apeguen lo mejor posible a las necesidades y características particulares que se tiene en cada localidad en la actualidad. Dichas Normas se enuncian a continuación.

DATOS Y CONSIDERACIONES PARA LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO

Para efectuar los proyectos de las obras que integran el sistema de alcantarillado sanitario o para aguas negras, de localidades urbanas, se deben establecer claramente los datos de proyecto como se indica a continuación:

DATOS DE PROYECTO

1. Datos de proyecto que deben contener los planos respectivos.

Población del último censo oficial.....Habitantes
Población actual estimada.....Habitantes
Población de Proyecto.....Habitantes
Dotación.....Lt/hab/día
Aportación(75% a 80% de la Dotación).....Lt/hab/día
Sistema.....Separado
Aguas Negras
Fórmulas.....Harmon y Manning
Longitud de la Red.....m.
Naturaleza del sitio de vertido.....
Sistema de Eliminación.....Gravedad y/o Bombeo
Coeficiente de Previsión o seguridad.....1.5

VELOCIDADES

Mínima.....m/s
Máxima.....m/s

GASTOS

Mínimo.....l.p.s.
Medio.....l.p.s.
Máximo Instantáneo.....l.p.s.
Máximo extraordinario.....l.p.s.

CONSIDERACIONES EN QUE SE BASARÁ EL PROYECTO.

2. Periodo Económico del Proyecto.

La construcción de esta clase de obras origina fuertes inversiones, por lo cual deben proyectarse para servir eficientemente a un número de habitantes mayor que el existente cuando se elabore el proyecto para el alcantarillado.

Consecuencia de ello es que el lapso en que se proyecte proporcionar servicio eficiente sea amplio; pero no demasiado, por que el costo de la obra aumentaría notablemente.

Considerando lo anterior, las erogaciones que se realicen se deberán hacer con cargo a todos los usuarios (actuales y futuros) del servicio de acuerdo con el estudio financiero que se haya realizado.

La determinación del periodo de tiempo durante el cual se proyecte proporcionar servicio eficiente, el cual suele llamársele periodo económico de la obra, debe hacerse también atendiendo a la vida útil de los materiales que se utilicen en la construcción del sistema y a la del equipo mecánico necesario para operarlo, pues de otra manera, los costos de reparaciones harían incosteables el funcionamiento del sistema.

Fue regla general en nuestro medio considerar que el periodo económico de un proyecto de alcantarillado variara de 20 (veinte) a 25 (veinticinco) años, por lo que respecta a las obras en sí y de 12 (doce) a 15 (quince) en lo referente a equipo mecánico, (independientemente de su naturaleza y características) que se emplee para operar el sistema; no obstante, para fijar este periodo, la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado se auxilia del estudio de factibilidad técnica y económica que en cada caso particular se realiza; su valor queda generalmente comprendido entre los siguientes:

- 2.1.- Para localidades de 2,500 a 15,000 usuarios de proyecto: 6 a 10 años
- 2.2.- Para poblaciones con más de 15,000 usuarios de proyecto: 15 a 20 años
- 2.3.- Actualmente en sistemas bien operados, se considera para los equipos electromecánicos una vida útil de 10 a 15 años.

3. Población de Proyecto.

La estimación de la población de proyecto se deberá hacer para un periodo económico de 6 a 20 años, en relación a la magnitud y características de la localidad por servir y el costo probable de las obras.

Para el cálculo de la población se utilizarán los métodos establecidos, tales como el elaborado por el Banco de México, S.A., con el nombre de "Proyecciones de la Población de México, y los tradicionales: aritméticos, geométricos, de extensión gráfica, etc. En todos los casos, deberán representarse gráficamente los resultados obtenidos con los métodos utilizados y justificar la población seleccionada.

4.- Aportación de Aguas Negras.

Considerando que el alcantarillado para Aguas Negras de una localidad debe ser el reflejo del servicio de Agua Potable, por lo que respecta a la relación que existe entre Dotación y Aportación de Aguas Negras, del 75% al 80% de la Dotación de Agua Potable, considerando que el 25% o el 20% restante se pierde antes de llegar a los conductos.

5.- Dotación de Agua Potable.

Para los efectos de la aplicación del inciso anterior se tomarán en cuenta, al determinar las cantidades de agua que se requieran para las condiciones inmediata y futura de la localidad, los valores que para la Dotación indica la tabla siguiente en función del clima y del número de habitantes considerados como población de proyecto

POBLACIÓN DE PROYECTO (Habitantes)	TIPO CÁLIDO	DE TEMPLADOS DOTACIONES (L/hab/día)	CLIMA FRÍO
De 2 500 a 15 000	150	125	100
De 15 000 a 30 000	200	150	125
De 30 000 a 70 000	250	200	175
De 70 000 a 150 000	300	250	200
De 150 000 ó más	350	300	250

Las dotaciones anteriores deben ajustarse a las necesidades del lugar, a sus posibilidades físicas, económicas, sociales y políticas de acuerdo con el estudio de factibilidad que se realice de cada localidad.

6.- Aportación de Áreas Industriales.

Cuando se trate de áreas industriales, se tomará la aportación de ellas considerando la posibilidad de regular y tratar sus caudales dentro de las propias factorías, antes de conectar sus descargas a la red municipal.

7.- Coeficiente de Variación.

Los Proyectos de Alcantarillado para aguas negras de las localidades de la República Mexicana deben elaborarse atendiendo aspectos económicos y a satisfacer sus necesidades específicas derivadas de las características de cada una de ellas.

Son varios los factores que afectan al costo de la obras, a ellos se refieren los incisos anteriores y posteriores excepto a los Coeficientes de Variación de las aportaciones de aguas negras. Esos coeficientes son dos: uno que cuantifica la variación máxima instantánea (coeficiente de Harmon) de las aportaciones de aguas negras y otro de Seguridad, el primero se aplica al gasto medio diario y el segundo al gasto máximo instantáneo.

7.1.- Coeficiente de Seguridad.

Generalmente en los Proyectos de Redes de Alcantarillado se considera un margen de seguridad previendo los excesos en las aportaciones que pueda recibir la red por concepto de aguas pluviales domiciliarias, ó bien negras, producto de un crecimiento demográfico "explosivo".

Los valores de este coeficiente de Seguridad varían de 1.00 a 2.00.

En los proyectos se utiliza al valor de 1.5 ya que las aguas pluviales deben eliminarse por un Sistema Separado o por uno Combinado de acuerdo con las posibilidades económicas y necesidades de la localidad.

7.2.- Coeficiente de Variación máxima instantánea.

El gasto máximo instantáneo de aguas negras se obtiene multiplicando este coeficiente, designado "M", (de máximo) por el gasto medio diario. Se empleará hasta una población de 182 250 habitantes y cuyos valores se indican en el subinciso 8.3, pues para mayor cantidad de usuarios, ese coeficiente será constante e igual a 1.8, es decir se acepta que su valor a partir de esa cantidad de usuarios, no sigue ya la Ley de Variación establecida por Harmon.

Lo anterior es el resultado de considerar al alcantarillado para aguas negras como un reflejo de la red de distribución de agua potable a partir de los 182 250 usuarios, o sea equiparar desde ese momento al coeficiente "M", con el que determina el gasto máximo horario necesario en un sistema de agua potable, cuyo límite inferior en su variación se acepta generalmente sea de $1.20 \times 1.50 = 1.80$.

8.- Cuantificación de los Gastos de Aguas Negras.

La cuantificación del gasto medio de aguas negras se hará en función de la longitud acumulativa de tuberías tributarias o del área acumulativa servida, de la densidad de población y del tipo de uso del área que cubra el servicio considerando como aportación de aguas negras del 75% al 80% de la dotación de agua potable, debiendo estar ésta de acuerdo con los planes de desarrollo probable del suministro de agua para un período de 6 a 20 años.

En los casos en que el nivel del manto de aguas freáticas esté muy alto y que sea necesario instalar las tuberías dentro de la zona de influencia de éste, el caudal que por concepto de infiltraciones debe sumarse al de aguas negras para determinar la capacidad que se requiere de las tuberías, puede estimarse de acuerdo con lo siguiente:

Los valores de la infiltración pueden variar de 11 800 Lt/24hrs/km a 94 4000 Lt/24hrs/km.; estas cantidades equivalen a una variación de 0.136 Lt/seg./km. a 1.092 Lt/seg./km. pudiendo en la mayoría de los casos en que se considere, tomar el valor medio de 0.614 Lt/seg./km.

8.1- Gasto Medio Diario

Las expresiones para calcular el valor del gasto medio diario, son.

$$Q_{med.} = (A_p L D_L) / 86\ 400 \text{ ó}$$

$$Q_{med.} = (A_p A D_A) / 86\ 400 *$$

En las cuales:

A_p = Aportaciones de aguas negras en Lt/hab/día

L = Longitud, en km. acumulada a servir hasta el punto considerado en el recorrido del conducto.

*Nota. Ver Apéndice No. 1.

A_p = Área, en HA, acumulada servida hasta el punto considerado en el recorrido del conducto.

D_L = Densidad de población, en hab/km.

D_A = Densidad de población, en hab/Ha.

8.2.- Gasto Mínimo

En los proyectos generalmente se considera como gasto mínimo la mitad del gasto medio, pero para hacer un estudio más riguroso, sobre todo en aquellos casos que se tengan pendientes muy pequeñas o muy grandes, se acepta como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas negras por conducir, la descarga de un excusado, que es de 1.51 l.p.s. en la inteligencia de que además, se considera que el número de descargas simultáneas al alcantarillado está de acuerdo, según el diámetro del conducto receptor, con las hipótesis siguientes: (ver tabla No. 1).

Los gastos mínimos que consigna esta tabla, son siempre menores que los considerados clásicamente como mínimos por la expresión muy conocida siguiente:

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

Escuriendo por lo tanto en el conducto estos últimos gastos, con mayores velocidades y tirantes que aquellos con que los hagan los contenidos en la tabla.

TABLA No. 1

Diámetro (cm.)	No. Descargas Simultáneas	Aportación por Descarga (l.p.s.)	Gasto Mínimo Aguas Negras (l.p.s)
*20	1	1.5	1.5
25	1	1.5	1.5
30	2	1.5	3.0
38	2	1.5	3.0
45	3	1.5	4.5
61	5	1.5	7.5
76	8	1.5	12.0
91	12	1.5	18.0
107	17	1.5	25.5
122	23	1.5	34.5
152	30	1.5	45.0
183	38	1.5	57.0
213	47	1.5	70.5
244	57	1.5	85.5

*Nota. Está en revisión la Norma por lo que esta descarga puede reducirse a 1.0 l.p.s.

8.3.- Gasto Máximo instantáneo.

La estimación del gasto máximo instantáneo, se hace afectando de un coeficiente "M" al gasto medio, véase inciso 7., por lo que:

$$Q_{\text{máx. inst.}} = MQ_{\text{med.}}$$

8.3.1.- Cuando la población servida por el conducto sea menor de 182 250 usuarios, las expresiones que proporcionan el valor de "M" son indistintamente de acuerdo con Harmon:

$$M = 1 + 14/(4+P^{1/2})$$

$$\text{ó } M = 1 + 14/[4 + (LD_L / 1000)^{1/2}]$$

$$\text{ó } M = 1 + 14/[4 + AD_A / 1000)^{1/2}]$$

En esta fórmula

M = Coeficiente de variación del gasto máximo de aguas negras con relación al medio.

P = Población servida en miles de usuarios

Por lo tanto:

$$Q_{\text{máx. inst.}} = MQ_{\text{med.}}$$

En el cual el valor de M se calcula con alguna de las fórmulas anteriores. Ver plano V.C. 1975.

8.3.2.- Cuando la población servida por el conducto sea igual o superior a los 182 250 usuarios, el coeficiente "M" tendrá el valor fijo de 1.80 por lo que:

$$Q_{\text{máx. inst.}} = 1.80 Q_{\text{med.}}$$

$$= 208.333 \times 10^7 A_p L D_L (\text{lt/seg.})$$

$$= 208.333 \times 10^7 A_p A D_A (\text{Lt/seg.})$$

8.4.- Gasto Máximo Extraordinario.

En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos y su valor debe calcularse, de acuerdo con el contenido del subinciso 7.1, multiplicando el gasto máximo instantáneo por el coeficiente de seguridad es decir:

$$Q_{\text{máx. ext.}} = C_{\text{seg.}} \cdot Q_{\text{máx. inst}}$$

$$\text{ó } Q_{\text{máx. ext.}} = 1.5 Q_{\text{máx. inst.}}$$

9.- Determinación del diámetro y pendiente adecuados

Deberá seleccionarse el diámetro de las tuberías de manera que su capacidad sea tal, que a gasto máximo extraordinario, el agua escurra sin presión a tubo lleno y con un tirante para gasto mínimo que permita arrastrar las partículas sólidas en suspensión, debiendo como mínimo alcanzar ese tirante el valor de un centímetro en casos excepcionales y en casos normales el de 1.5 cm. Lo anterior se logra aplicando lo asentado en los subtítulos siguientes:

9.1 Fórmulas

Se empleará la fórmula de Manning para calcular la velocidad del agua en las tuberías cuando trabajen llenas, utilizando además, las Relaciones Hidráulicas y Geométricas de esos conductos, al operar parcialmente llenos. (Ver planos V.C. 1976 y V.C 1977)

La expresión algebraica de la Fórmula de Manning es:

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

En la que:

V = Velocidad media de escurrimiento, en m/seg.

n = Coeficiente de rugosidad.

R = Radio Hidráulico (m).

S = Pendiente geométrica ó hidráulica del conducto, expresada en la forma decimal.

El valor de "n" que debe emplearse en la Fórmula anterior es de 0.013 para tubos de concreto prefabricados y de 0.016, cuando el tubo sea colado en el lugar.

9.2.- Pendientes.

Las pendientes de las tuberías deben ser tan semejantes como sea posible a las del terreno con objeto de tener excavaciones mínimas; pero tomando siempre en cuenta lo siguiente:

9.2.1.- Casos normales. (Ver V.C. 1978)

9.2.1.1. Para Gasto mínimo.- Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm./seg. a tubo lleno.

9.2.1.2. Para Gasto Máximo.- Se acepta como pendiente máxima aquella que produce una velocidad máxima de 3.00 m/seg. funcionando lleno el conducto.

9.2.2.- Casos Excepcionales.

9.2.2.1.- Para Gasto Mínimo.- En el escurrimiento del Gasto Mínimo consignado en la tabla que antecede (subinciso 8.2) la pendiente mínima de los conductos debe ser la que produce una velocidad de 30 cm/seg. con un tirante igual o mayor de 1.5 cm. y la pendiente máxima aquella que produzca al citado gasto una velocidad siempre menor de los 3.00 m/seg. con un tirante igual o mayor de 1 cm., por lo cual, sólo podrá conducirse como máximo el gasto que escurra con esa pendiente a una velocidad de 3.00 m/seg.

9.2.2.2.- Para Gasto Máximo.- Si el escurrimiento del Gasto Máximo que es necesario desalojar no se verifica a tubo lleno, sino a “tubo parcialmente lleno”, la pendiente máxima debe ser la que produzca una velocidad de 3.00 m/seg. a “tubo parcialmente lleno”.

9.2.2.3.- El objeto de establecer límites para la pendiente es evitar, hasta donde sea posible, la construcción de estructuras de caída que además de encarecer notablemente las obras, propician la producción del gas hidrógeno sulfurado, que destruye el concreto de los conductos y aumenta los malos olores de las aguas negras.

10.- Diámetro mínimo y máximo permitidos.

Los diámetros mínimo y máximo permitidos en un alcantarillado sanitario, los fijan las consideraciones que se hacen en los renglones siguientes:

10.1.- Diámetro mínimo

La experiencia en la conservación y operación de estos sistemas a través de los años, ha demostrado universalmente que el diámetro mínimo que deben tener las tuberías, atendiendo a evitar las frecuentes obstrucciones de ellas, es el de 20 (veinte) cm.

10.2.- Diámetro máximo.

El diámetro máximo de las tuberías por emplear, está prácticamente regido por los dos aspectos siguientes:

1o. Capacidad necesaria del conducto.

2o. Características topográficas del tramo en que pretenda instalarse la tubería

El primero determina el diámetro en función del resultado de un estudio comparativo de costos, conjugando los de adquisición e instalación de la tubería.

El segundo determina el diámetro en función de la capacidad de conducción requerida, tomando en cuenta los desniveles disponibles u obligados y considerando de carácter secundario el costo total del conducto instalado. Es oportuno hacer notar que para tuberías de diámetro de 183 m o mayores, es más económico colarlas en el sitio mismo en que van a quedar instaladas, que el empleo de conductos prefabricados.

1.- Tirantes mínimos de funcionamiento en tuberías.

Los tirantes mínimos que se permite tenga el agua en los conductos o tuberías, al transportar los gastos mínimos, tomando en cuenta que deben escurrir con velocidades efectivas mayores o cuando menos iguales a 30 cm/seg. nunca serán menores de los indicados a continuación:

1.1.- En los casos de pendientes mínimas.

El tirante mínimo debe ser siempre mayor, o cuando menos igual a 1.50 (uno y medio) centímetros.

1.2.- En el caso de pendientes máximas.

El tirante mínimo debe ser siempre mayor, o cuando menos igual a 1.00 (un) centímetro.

2.- Velocidades de escurrimiento límites.

Las velocidades de escurrimiento mínima y máxima en las tuberías, deberán estar dentro del ámbito de variación indicado y expuesto en el subinciso 9.2.

14.- Utilización de los conductos existentes.

Estas Normas de Diseño que se han elaborado atendiendo al propósito de la Secretaría de lograr el menor costo en la construcción y operación de los Sistemas de Alcantarillado sin sacrificar su eficiencia, establecen con carácter de obligatorio que en todo proyecto de alcantarillado se aprovechen, hasta donde lo permita su buen funcionamiento, todos o la mayor parte de los conductos ya tendidos o existentes destinados a este servicio.

Con tal fin, se considera que en las localidades que cuentan con red existente, tratará de rehabilitarse el Sistema mediante uno o varios de los procedimientos siguientes:

14.1.- Reconstruyendo el tramo o tramos que estén en malas condiciones, o que ofrezcan dificultades para efectuar su desazolve o limpieza periódica.

14.2.- Construyendo conductos paralelos a los existentes que instalándose en la misma calle o en calles o avenidas paralelas, tengan la capacidad complementaria de los segundos para obtener la requerida de proyecto en el tramo o tramos que sea necesario.

14.3.- Construyendo interceptores normales a los conductos existentes en los sitios en que la incapacidad de conducción de ellos sea manifiesta.

14.4.- Construyendo estructuras conexas de alivio o derivación en tuberías existentes, para que el del gasto máximo por desalojar, nuevas aportaciones a la red, sea encauzado hacia otros conductos que pueden ser de proyecto o estar ya en servicio; pero que en uno u otro caso tengan la capacidad requerida.

15.- Profundidades de instalación de los conductos.

Las profundidades a las cuales se instalen las tuberías deben estar comprendidas dentro del ámbito de la mínima y la máxima indicadas en los subincisos 15.1 y 15.2.

15.1.- La profundidad mínima debe satisfacer dos condiciones:

15.1.1.- El colchón mínimo para evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas, que en general para tuberías con diámetros hasta de 45 cm., se acepta de 90 cm. y para diámetros mayores, de 1.0 a 1.50 m.

15.1.2.- Que permita la correcta conexión de las descargas domiciliarias al alcantarillado municipal aceptando que ese albañal exterior, tendrá como mínimo una pendiente geométrica de 1% y que el registro interior más próximo al paramento del predio, tenga una profundidad mínima de 60 cm.

15.2.- La profundidad máxima de instalación de los conductores es función de la topografía del lugar, puesto que los sistemas deben proyectarse, en lo posible para que el escurrimiento de las aguas negras se efectúe por gravedad; para determinarla, además se deberán tomar en consideración los dos criterios siguientes:

15.2.1.- Tipo, características y resistencia de las tuberías, clase del terreno en que se instalen y clase de cama que les servirá de apoyo.

15.2.2.- Evitar que se presenten dificultades originadas por la cohesión del terreno en cual se aloje el conducto y que éstas hagan necesaria, para economía en el costo de las excavaciones, la instalación de atarjeas laterales que descarguen al pozo de visita más cercano las aportaciones de las descargas domiciliarias.

16.- Anchos de las Zanjas en que se instalarán los conductos. Ver plano V:C: 1979.

Todas las tuberías deben instalarse en "Condición de Zanja", debiendo ser ésta de paredes verticales como mínimo hasta el lomo del tubo y con un ancho de acuerdo con lo especificado por la teoría de Marston.

- 16.1.- Los anchos mínimos de zanjas necesarios para la instalación de las tuberías que según la magnitud de su diámetro satisfacen lo establecido en 16 se indican en la tabla siguiente:

TABLA No. 2.

DIÁMETRO DE TUBO cm.	ANCHO DE ZANJA cm.
20	65
25	70
30	80
38	90
45	100
61	120
76	140
91	175
107	195
122	215
152	250
183	285
213	320
244	355

- 16.2.- Como se estableció en el apartado 15.1.1. el colchón mínimo sobre el lomo del tubo debe ser de 90 cm., excepto en los sitios en que por razones especiales se indiquen en los planos otros colchones.
- 16.3.- En todas las juntas se excavarán conchas para facilitar el junteo de los tubos y la inspección de éstas.
- 16.4.- Es indispensables que a la altura del lomo tubo, la zanja tenga realmente como máximo el "ancho de zanja" que se indica en la tabla No. 2; pero a partir de este punto puede dársele a sus paredes el talud que se haga necesario para evitar el empleo de un ademe provisional el "ancho que ocupe el ademe".
- 17.- Apoyo en el fondo de las zanjas de la tubería por instalar, denominado comúnmente "Plantilla o cama". Ver planos V.C: 1980 y 1981.

Cuando el fondo de las zanjas en que se instalen las tuberías no ofrezcan la consistencia necesaria para mantenerlas en su posición en forma estable, o cuando la excavación se efectúe en roca que por su naturaleza y características no puede afinarse en grado tal que la tubería tenga el asiento correcto en toda su longitud, se construirá una cama que puede ser de los tipos o clases que en los subincisos posteriores se detallan.

La carga que una tubería puede soportar no es función exclusiva de sus características intrínsecas, sino que en gran parte depende del método de encamado o clase de plantilla empleada para su instalación, por lo cual se describen a continuación y se ilustran

- 18.- Clase de Tubería de Concreto por emplear.

De acuerdo con la profundidad de instalación de la tubería, del ancho de las zanjas, de su condición de zanja o terraplén ya sea en Proyección Positiva o Negativa y la clase de Plantilla o de cama que se utilice, será la clase de tubería que deba tenderse considerando los subincisos siguientes.

En las descargas domiciliarias se empleará tubería de concreto simple, codos de 45° y Slants de 15 cm. de diámetro. Cuando la conexión de esos albañales se haga a tuberías principales de 20 y 25 cm. de diámetro, es conveniente que esas tuberías cuenten con "yes" integradas a ellas de 15 cm. de diámetro y por lo tanto, se utilice en la conexión sólo un codo de 45° y de 15 cm. de diámetro; lo anterior permitirá que la conexión sea perfecta y no haya obstrucciones que disminuyan la sección hidráulica y dificulten la limpieza del conducto principal.

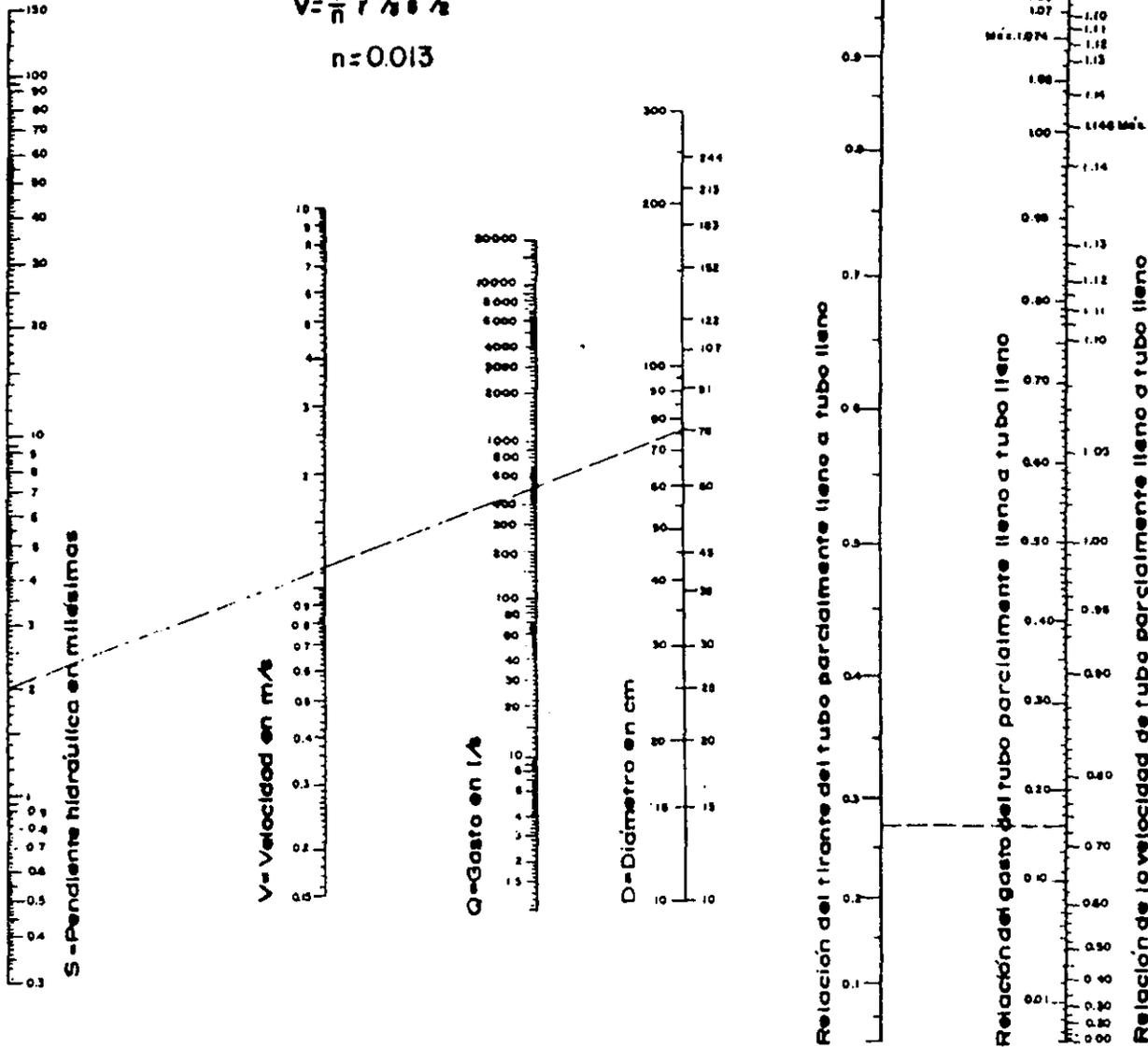
- 18.1.- Tuberías de concreto simple. Se emplearán las fabricadas con este material cuando se requieran de 15, 20, 25, 30, 38 y hasta 45 cm. de diámetro. Todos los tubos de concreto simple corresponden a un solo grado de calidad y tipo, debiendo para ello, satisfacer en todos los casos, las exigencias de las Especificaciones de la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la SAHOP:
- 18.3.- Atendiendo a la calidad y contenido de las aguas negras que deben desalojar los Sistemas de Alcantarillado, se recomienda que en la fabricación de las tuberías se utilicen cemento del tipo V que es el cemento Portland de alta resistencia a los sulfatos y cemento Portland - puzolana.
- 19.- Transiciones, conexiones, cambios de dirección horizontal y de pendiente.
- 19.1.- Transiciones. El cambio de una sección a otra en las conexiones y variaciones de dirección o pendiente en las tuberías, se hará por medio de una transición dentro de un pozo de visita o caja especial, indicándose en cada caso, en el Plano del Proyecto, las elevaciones de sus plantillas, tanto de llegada como de salida.
- 19.2.- Conexiones. Las conexiones entre dos conductos con excepción de las descargas domiciliarias, se harán empleando Pozos de Visita como sigue:
- Comunes, si los diámetros por conectar varían entre 20 y 61 cm . Especiales, cuando los diámetros estén comprendidos entre 76 y 122 cm.
- Si los diámetros son mayores de 122 cm. la conexión se hará utilizando un Pozo Caja de Visita.
- En todos los casos anteriores, se indicarán en el Plano que muestre el Proyecto de Alcantarillado, las elevaciones de las plantillas de los conductos en la inteligencia de que las conexiones se harán de preferencia desde el punto de vista hidráulico, instalando al mismo nivel las "claves" de los conductos por unir en la estructura correspondiente.
- 19.3.- Cambios de Dirección Horizontal de los conductos. Las deflexiones necesarias para los diferentes tramos de tubería, deben hacerse por medio de un pozo de visita como se indica a continuación.
- 19.3.1.- Si el diámetro es de 61 cm. o menor, los cambios de dirección hasta 90° de la tubería, podrán hacerse en un sólo pozo de visita.
- 19.3.2.- Si el diámetro es mayor de 61 cm. un pozo o pozo caja de visita puede emplearse para cambiar la dirección de la tubería hasta el 45°, si se requiere dar deflexiones mas grandes, se emplearán tantos pozos o pozos caja como ángulos de 45° o fracción sean necesarios
- 19.3.3.- Cambios de pendientes. Cualquier cambio de pendiente en los conductos se hará en pozos o pozos caja de visita.
- 19.3.4.- La disposición de las plantillas de las tuberías en los pozos de visita deberá facilitar las operaciones de limpieza; para esto se deberá satisfacer lo indicado en el plano V.C 1984.

ANEXOS QUE DEBEN CONSIDERARSE PARA LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO

- | | |
|---|---------|
| 1.- Gráfica de Elementos Hidráulicos. Sección Circular..... | VC 1977 |
| 2.- Pendientes máximas y mínimas..... | VC 1978 |
| 3.- Ancho de Zanjas..... | VC 1979 |
| 4.- Espesores de cama..... | VC 1980 |
| Diámetros: 15 a 45 cm. | |
| 5.- Espesores de cama..... | VC 1981 |
| Diámetros: 61 a 244 cm. | |

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

$$n = 0.013$$



Ejemplo: D = 76 cm, con S = 2 milésimas, uniendo los puntos de estos datos se obtienen Q tubo lleno = 516 l/seg y V tubo lleno = 1.14 m/seg. Si circulan 80 l/seg, con S = 2 milésimas, se calcula $R_Q = \frac{80}{516} = 0.16$ que llevado a su escala permite obtener $R_V = 0.73$ y $R_T = 0.27$ mediante los cuales se calculan:

$$V_{\text{parc. lleno}} = 1.14 \times 0.73 = 0.83 \text{ m/seg}$$

$$T_{\text{parc. lleno}} = 0.27 \times 0.76 = 0.21 \text{ m}$$

Calcularon: Ingt. R. Popoca E. - R. Guzmán. Revisó: Ingt. S. Lugo N.

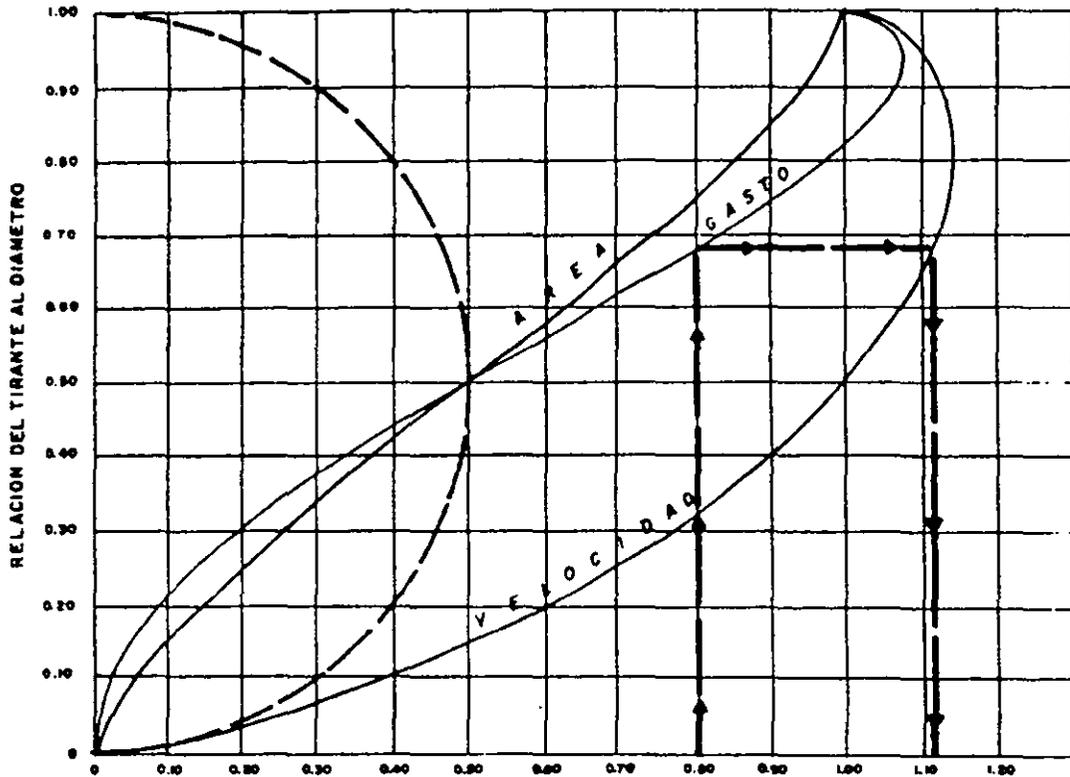
Conforme: *[Signature]*
 JULIO DE 1950
 ING. ULISES *[Signature]*
 Actualizó: Ingt. Julio Vargas R.

SAHOP

SUBDIRECCION
 DE PROYECTOS

ALCANTABILADO
NOMOGRAMA DE MANNING
 n = 0.013

ELEMENTOS HIDRAULICOS DE LA SECCION CIRCULAR



RELACION DEL AREA, VELOCIDAD Y GASTO DE TUBO PARCIALMENTE LLENO A TUBO LLENO

Ejemplo. Si el tubo lleno se tiene $Q=425$ l.p.s. y $V=2.14$ m/seg., obtener la velocidad para $Q=340$ l.p.s., sin variar la pendiente.

El porcentaje respecto al tubo lleno es $\frac{340}{425} = 80\%$, entrando a la gráfica se obtiene el porcentaje respecto a la sección llena de 1.125 que multiplicado por 2.14 da $V=1.125 \times 2.14 = 2.41$ m/s.

ESTE PLANO ANULA Y SUSTITUYE AL V.C.386

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
 DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS

ACANTARILLADO
GRAFICA DE ELEMENTOS HIDRAULICOS
SECCION CIRCULAR

DIRECTOR GENERAL
 MEXICO, D.F. Julio de 1977

Firma:
 ING. HERMILO DE J. CAMARA H.

Reviso:
 ING. LAURO AYROBO T.

PENDIENTES MAXIMAS Y MINIMAS

PARA TUBERIAS DE UNA RED DE ALCANTARILLADO EN CASOS NORMALES

DIAMETRO NOMINAL EN CM.	CALCULADAS				PENDIENTE RECO- MENDABLE PARA PROYECTOS, EN MILESIMOS	
	MAXIMA V=3.00 m/seg. a tubo lleno		MINIMA V=0.60 m/seg. a tubo lleno		MAXIMA	MINIMA
	PENDIENTE MILESIMOS	GASTO LT/SEG.	PENDIENTE MILESIMOS	GASTO LT/SEG.		
20	82.57	94.24	3.30	18.85	83	4.0 (ver nota 2)
25	61.32	147.26	2.45	29.45	61	2.5
30	48.09	212.06	1.92	42.41	48	2.0
38	35.09	340.23	1.40	68.05	35	1.5
45	28.01	477.13	1.12	95.43	28	1.2
61	18.67	876.74	0.75	175.35	19	0.8
76	13.92	1360.93	0.56	272.19	14	0.6
91	10.95	1951.16	0.44	390.23	11	0.5
107	8.82	2697.61	0.35	539.52	9	0.4
122	7.41	3506.96	0.30	701.39	7.5	0.3
152	5.53	5443.75	0.22	1088.75	5.5	0.3
183	4.31	7890.66	0.17	1578.13	4.5	0.2
213	3.52	10689.82	0.14	2137.96	3.5	0.2
244	2.94	14027.84	0.12	2805.57	3.0	0.2

NOTAS.-

1.- Fórmula empleada:

Manning (n=0.013)

2.- Para lograr un mejor funcionamiento hidráulico

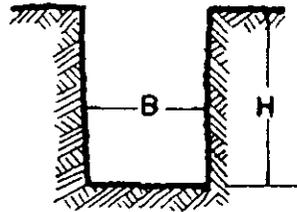
se proyectarán las atarjeas de 20 cm. de diámetro
con una pendiente mínima de 4 milésimos

Calculó: Ing. Julio Vargas R.
Revisó: Ing. Leoro Reynoso T.

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS	
SUBSECRETARIA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS	
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO	
SUBDIRECCION DE PROYECTOS	
ALCANTARILLADO	
PENDIENTES MAXIMAS Y MINIMAS	
Conforme:	<i>[Firma]</i>
Aprobó:	
<i>[Firma]</i>	
DIRECTOR GENERAL	
MEXICO, D.F. Julio de 1978	
VC. 1978	

**DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE
AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SUBDIRECCION DE PROYECTOS**

DIAM. INTERIOR TUBO (cm.)	ANCHO DE ZAN- JA "B" (cm)
20	65
25	70
30	80
38	90
45	100
61	120
76	140
91	175
107	195
122	215
152	250
183	285
213	320
244	355



NOTAS

- 1.- Las tuberías que se instalen serán de juntas de macho y campana hasta 45 cm de diámetro y para diámetros mayores de espiga y coja.
- 2.- El colchón mínimo sobre el lomo del tubo debe ser de 90 cm., excepto en los sitios en que por razones especiales se indiquen en los planos otros volúmenes.
- 3.- La profundidad mínima de la zanja será la que se obtenga sumando al colchón mínimo el diámetro exterior de la tubería y el espesor de la plantilla "C".
- 4.- En todas las juntas se excavarán conchas para facilitar el junteo de los tubos de macho y campana y la inspección de éstas.
- 5.- Es indispensable que a la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente como máximo el ancho indicado, pero a partir de ese punto, puede dárseles a sus paredes el talud que se haga necesario para evitar el empleo de ademe.
- 6.- ~~Si~~ Secretaría autorizara el empleo de un ademe provisional, el ancho de zanja deberá ser igual al indicado en la tabla más el ancho que ocupe el ademe.
- 7.- Los valores de "C" se indican en los planos V.C.1980 y V.C.1981.

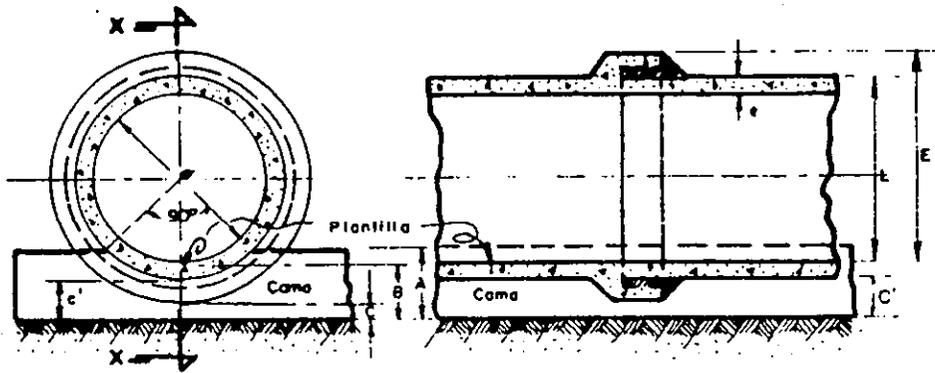
Este plano anula y sustituye al V.C. 1182, Junio 1980

Formulación: *[Signature]*
ING. RAFAEL IT. VILLALOBOS C. y J. VARGAS R.

Revisó: *[Signature]*
ING. LAURA REYNOSO T.

Dibujó: *[Signature]*
L. LERMA H.

SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS	
SUBSECRETARÍA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS	
DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO	
SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS	
ALCANTARILLADO	
ANCHO DE ZANJAS	
Conforme: <i>[Signature]</i>	ING. EN OBRAS PÚBLICAS Y PROYECTOS
DIRECTOR GENERAL	
México, D.F. Junio de 1979	V.C. 1979



Comercial.	Fabricación.	A	B	C	C'	Espesores "e"			Para cualquier ocupación u instalación de tubería.	
						Tubo	Campana.	Junta.	"L"	E
15	15.2	8.0	6.9	2.9	5.3	1.6	1.2	1.3	16.8	19.3
20	20.3	10.0	8.4	3.5	6.5	1.9	1.4	1.6	22.2	25.2
25	25.4	11.0	8.8	3.4	6.6	2.2	1.7	1.6	27.6	30.9
30	30.5	12.0	9.3	3.3	6.8	2.5	1.9	1.6	33.0	36.5
38	38.1	14.0	10.7	3.5	7.5	3.2	2.4	1.6	41.3	45.3
45	45.7	16.0	12.0	3.7	8.2	3.8	2.9	1.6	49.5	54.0

Los valores de todas las columnas están expresados en cm.

NOTAS.-

- a.- Este tabla fue calculada para tubería de concreto simple tipo normal (estandar) fabricada de acuerdo con las especificaciones de la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado.
- b.- La cama deberá ser de un material que garantice las condiciones:

 - 1a.- Facilidad en el acomodo de la tubería.
 - 2a.- Formar un encajado tal, que la carga del tubo en el terreno sea uniforme.

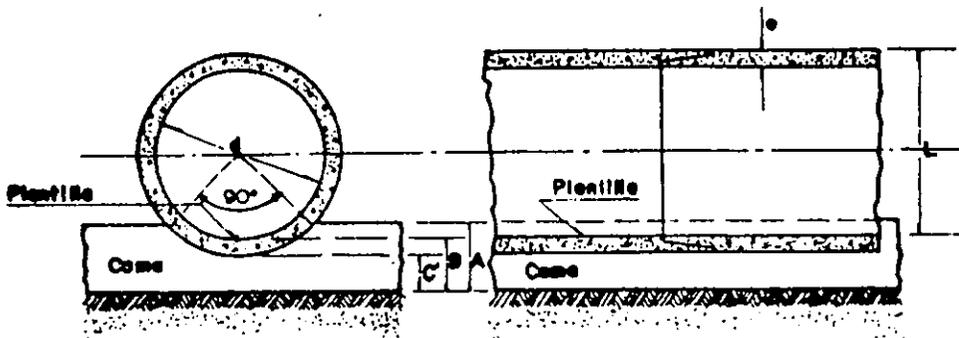
- c.- En ningún caso se aceptarán para C' valores menores de los indicados.

Este plano anula y sustituye al V.C. 407 Julio 1947

SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS
 SUBSECRETARÍA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS
 DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS
 SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

ALCANTARILLADO
ESPESORES DE CAMA
 Diaf. 15 y 45 cm.
 Contiene: [Firmas]
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS
 México, D.F. Julio de 1979
 VC 1980

Calcula: [Firma]
 Ing. Javier Mancebodel C.
 Revisó: [Firma]
 Ing. Julio Vargas Romero
 Dibuja:
 Benjamín Casanova Méndez



Comercial	Fabricación	A	B	C	Espesores "e"		Para estelar oca. filloca en fondo de tubería L
					Tubo	Junta	
61	61.0	14.0	9.6	3.2	6.4	0.63	673
76	76.2	17.0	10.8	3.8	7.0	0.63	832
91	91.4	19.0	11.0	3.4	7.6	0.63	991
107	106.7	22.0	12.7	3.8	8.9	0.63	1166
122	121.9	26.0	14.3	4.2	10.2	0.96	1321
152	152.4	30.0	16.7	4.0	12.7	0.96	1661
183	182.9	36.0	20.0	4.7	15.2	0.96	1981
213	213.4	41.0	22.3	4.6	17.8	1.90	2311
244	243.8	46.0	24.7	4.3	20.3	1.90	2642

Los valores de todas las columnas están expresados en cm.

NOTAS:-

- a)- La tabla fue calculada para tubería de concreto reforzado, con los espesores de pared que están considerados en las Especificaciones de la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado.
- b)- La cama deberá ser de un material que garantice las condiciones:
- II.-Facilidad en el acomodo de la tubería.
- 2).-Formar un encajado tal, que la carga del tubo en el terreno sea uniforme.
- cl.- En ningún caso se aceptarán para "C" valores menores de los indicados.

Este plano anexo y sus firmas el V.C. 1221
Octubre 1960

SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS
SUBDIRECCIÓN GENERAL DE BIENES INMUEBLES Y MOBILIARIOS
DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

ALCANTARILLADO
ESPEORES DE CAMA
Diam. 61 a 244 cm.

Califica: *[Firma]*
MÉXICO, D.F., JUNIO DE 1970

SECRETARÍA GENERAL
MÉXICO, D.F., JUNIO DE 1970

México, D.F. Junio de 1970 V.C. 1221

Catado: *[Firma]*
Revisó: *[Firma]*
Ing. Javier Moncada del C. Ing. Julio Vargas R.
Dibujó: *[Firma]*
Luz Lezama H.

ESTRUCTURAS NECESARIAS EN LAS OBRAS DE ALCANTARILLADO QUE DEBEN CONSIDERARSE EN EL PROYECTO.

A estas estructuras se les denomina conexas o accesorias siendo sus tipos y funciones los que a continuación se indican:

1.- Pozos de visita.

Los pozos de visita son estructuras construidas sobre las tuberías, a cuyo interior se tiene acceso por la superficie de la calle.

Su forma es cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior, son suficientemente amplias para darle paso a un hombre y permite maniobrar en su interior. El piso es una plataforma en la cual se han hecho canales que prolongan los conductos y encauzan sus corrientes. Una escalera de peldaños de fierro fundido empotrados en las paredes del pozo permite el descenso y ascenso al personal encargado de la operación y mantenimiento del Sistema de Alcantarillado.

Un brocal de fierro fundido o de concreto protege su desembocadura a la superficie y una tapa perforada, también de fierro fundido o de concreto, cubre la boca. Ver planos V.C. 1993 y 1994.

A profundidades de 1.50 m. o menores los pozos de visita tienen forma de botella y a mayores de 1.50 m. se construirá la parte cilíndrica con el diámetro interior necesario de acuerdo con los diámetros de las tuberías que a él concurren (véanse subincisos 1.1., 1.2., 1.3.) y la parte troncocónica con paredes inclinadas a 60° que rematará con otra cilíndrica de 0.60 m. de diámetro interior y 0.25 m. de altura aproximada la cual, recibirá al brocal y su tapa.

Atendiendo al diámetro interior de su base los pozos de visita se clasifican en comunes y especiales.

1.1.- Pozos de visita comunes y especiales.

En los pozos comunes el diámetro interior es de 1.20 m. y el de los especiales es de 1.50 m. a 2.00 m., dependiendo de las dimensiones de las tuberías que a ellos concurren.

La base superior de todos los pozos de visita será de 0.60 m. de diámetro interior.

1.2.- Los pozos de visita comunes se construyen para las tuberías de 20 cm. a 61 cm. de diámetro, y su diámetro interior debe ser de 1.20 m. para permitir el manejo de las barras de limpieza. Ver plano V.C. 1985.

1.3 Para tuberías de 76 a 107 cm. de diámetro se construirán pozos de visita especiales cuyo diámetro interior será de 1.50 m. Podrán recibir entronques de conductos de 20 a 30 cm. Ver plano V.C. 1986.

Para tuberías de 122 cm. de diámetro también se construirán pozos de visita especiales pero con un diámetro interior de 2.00 m. Podrán recibir entronques de conductos de 20 a 30 cm.

3.- Materiales de construcción de los pozos de visita.

Los pozos de visita se construirán de tabique y en este caso el espesor mínimo de sus paredes debe ser de 28 cm. cualquiera que sea su profundidad; también puede construirse de concreto o mampostería de piedra.

La cimentación del pozo puede ser de mampostería o de concreto; en terrenos suaves se hará de concreto armado aún cuando la chimenea sea de tabique. En todos los casos las banquetas del pozo serán de tabique o de piedra. Todos estos elementos se juntarán con mortero de cemento arena 1:3.

Los pozos se aplanarán interiormente con mortero de cemento arena 1:3 y el espesor del aplanado será como mínimo de un centímetro.

Cuando sea necesario evitar la entrada de aguas freáticas o pluviales, el aplanado se hará también exteriormente.

4.- Materiales de construcción de los pozos de visita comunes, especiales y pozos caja.

Los elementos de estas estructuras que constituyen la caja deben ser de concreto reforzado. el diseño y características de resistencia de los materiales que se empleen en su construcción son para cada una de los que se indican en los planos elaborados en el departamento de Alcantarillado dependiente de la Subdirección de Proyectos de la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillados y que se incluyen en los anexos .La chimenea se construirá con tabique juntado con mortero de cemento 1:3 con las mismas características que las de los pozos de visita. Ver planos V.C. 1987, 1988 y 1989.

5.- Separación máxima entre los pozos de visita comunes, especiales y pozos caja.

La separación máxima entre dos de las citadas estructuras deberá ser la adecuada para facilitar las operaciones de inspección y limpieza. Se recomiendan las siguientes; de acuerdo con el diámetro:

En tramos de 20 a 60 cm. de diámetro 125 m.; en los de 76 a 122 cm.,150 m. y en los tramos de 1.22 a 2.44 m., 175 m. Estas separaciones podrán incrementarse de acuerdo con las distancias de los cruces de las calles como máximo un 10% o sea a distancias aproximadas de 135 m., 165 y 200 m.

6.- Pozos de visita con caja de caída adosada.

Por razones de carácter topográfico o por tenerse determinadas elevaciones fijas para las plantillas de algunas tuberías, suele presentarse la necesidad de construir estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel.

Estos se harán en las siguientes formas:

Por medio de una caída ya sea libre o entubada utilizando en este caso, una caja adosada a un pozo de visita, o a un pozo caja; construyendo un pozo con caída y la cuarta, constituida por una estructura de caída escalonada.

6.1.- Pozos con caja de caída adosada.

Son pozos de visita comunes, especiales o pozos caja a los cuales lateralmente se les construye una estructura menor y permiten la caída en tuberías de 20 y 25 cm. de diámetro (ver anexo C.V. 1990) con un desnivel hasta de 2.00 m.

7.- Estaciones de bombeo de Aguas Negras.

Siendo preocupación de la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado ejecutar obras con el menor costo posible se tratará siempre de evitar la construcción de Estaciones de bombeo para aguas negras, procurando que estas aguas escurran por gravedad hasta su sitio final de disposición; sin embargo, de acuerdo con las condiciones topográficas de la localidad de que se trate, habrá ocasiones en que sea obligado el bombeo.

8.- Plantas de Tratamiento de Aguas Negras

Es indispensable evitar la polución de corrientes superficiales destinadas a los diferentes usos necesarios e indispensables para el Desarrollo Económico de la Nación, lo mismo que tratándose de lagos y de aguas marinas dedicadas a balnearios y sitios de recreo o pesca; por lo tanto, no se descargarán aguas negras crudas a ninguna corriente receptora, debiendo ser tratadas previamente.

Lo anterior exige la construcción de Plantas de Tratamiento para Aguas Negras, y el proyecto de éstas se elaborará acorde a las normas de Diseño que a ese respecto ha formulado la Dirección de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado.

Los Proyectos de Alcantarillado se presentarán completos, es decir, incluirán: Red de Atarjeas, Subcolectores, Colectores, y el Emisor; las Estaciones de Bombeo y Plantas de Tratamiento, cuando sean

necesarias, así como la conducción de las aguas negras de esas estructuras al sitio final de Disposición. (Emisor de descarga)

Como la construcción de todas las partes de la obra implica una erogación muy alta, puede ser conveniente que el presupuesto se haga separando el Costo de la Planta de tratamiento para ser construida en una Segunda o Tercera etapa de Construcción, lo que obliga a que en el Proyecto y Presupuesto se incluya una Descarga Provisional de Aguas Negras Crudas.

Sólo en las condiciones anteriores, y a juicio de la Secretaría se permitirá que provisional y transitoriamente, se decarguen Aguas Negras Crudas a una Corriente Receptora.

9.- Estructura de Descarga.

Para la disposición final o vertido de las aguas negras, se requiere la construcción de una estructura cuyas características dependerán del lugar elegido, del gasto por entregar, etc.

Los vertidos pueden hacerse: a ríos, lagos, al mar, a pozos de absorción, a riego previo tratamiento, etc. La elección del sitio de vertido se hará a una distancia adecuada de la localidad situándolo, respecto a la dirección de alguna zona de probable crecimiento.

Si el vertido se hace al mar o a un lago se deben evitar los daños que la polución de las aguas pueden ocasionar a las especies marinas, plancton, etc., así como la contaminación de las playas y zonas turísticas, por lo cual deberán tomarse en consideración las normas que existan al respecto, (tales como el "Reglamento" de Contaminación de Corrientes de la SARH), en lo relativo al contenido de las aguas negras y efectuar previamente el tratamiento que se haga necesario para no perjudicar la explotación de los recursos naturales y del turismo.

En el caso de vertido a corrientes es importante investigar los usos que aguas abajo hagan del agua, que pueden ser abastecimiento de agua para usos domésticos, riego, etc. lo cual determina el tipo de tratamiento.

Cuando el emisor esté constituido por un conducto, para descargar el agua negra en una corriente receptora se utilizará una estructura que permita encauzar debidamente las aguas negras en la corriente y a un nivel que tome en cuenta el evitar azolves en el sitio de vertido y por otro lado el remanso de las aguas negras cuando se presenten avenidas máximas en la corriente receptora. La construcción de la estructura de descarga se hará preferentemente en un tramo recto del río, debiendo tomar en cuenta las características de socavación de la corriente en la sección de vertido. Ver plano V C 1995

En las descargas al mar o lagos, es conveniente instalar el emisor subacuático a profundidades mayores que el nivel promedio de las mareas bajas, con una longitud que puede variar, más o menos de 50 a 100 m. Para su orientación es necesario tomar en consideración la dirección de las corrientes marinas superficiales. Cuando la descarga sea a pozos de absorción se efectuarán los estudios geohidrológicos necesarios a fin de evitar la polución de los mantos de Agua u otros usos.

Si la disposición final se hace a riego previo tratamiento no se utilizarán las aguas para cultivo de hortalizas.

12 Simbología y Anotaciones.

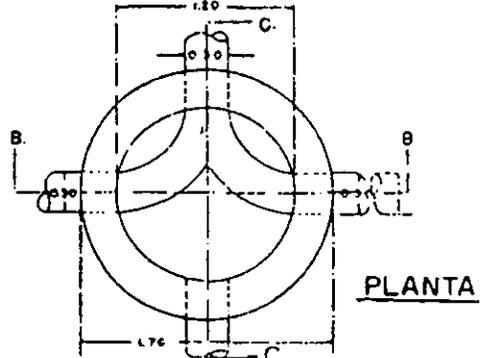
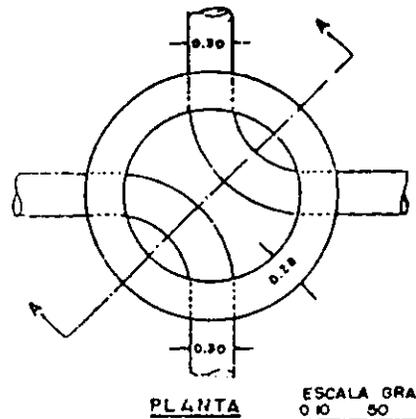
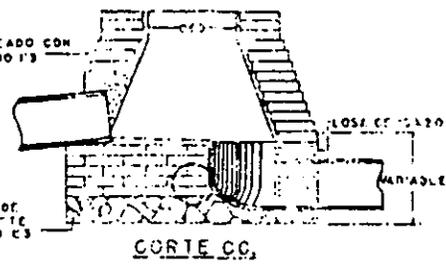
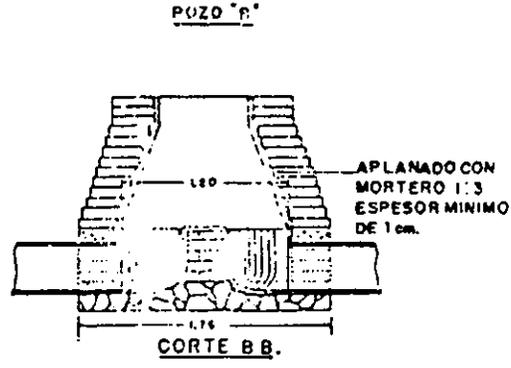
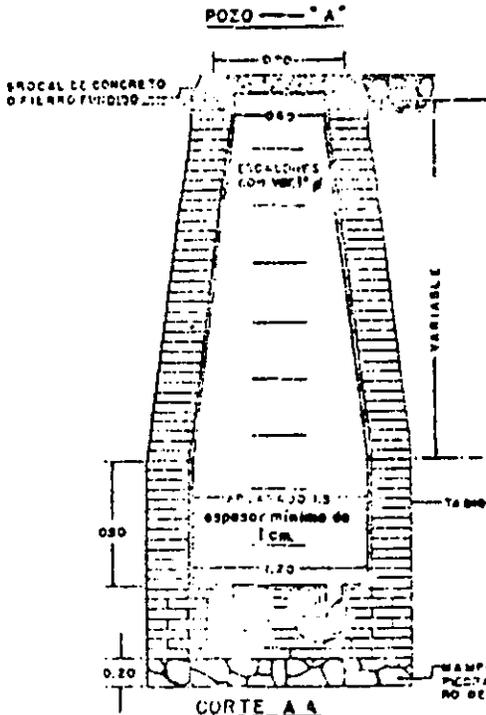
En todos los planos los Signos Convencionales que se muestran en el plano V.C. 1998 que se anexa al final del capítulo D, así como las anotaciones siguientes:

- 12.1. En la línea que representa a un tramo de tubería entre pozo y pozo, se indicará su longitud en metros, su pendiente en milésimos y el diámetro del conducto en centímetros, en el orden descrito y separando cada número por un guión. Por ejemplo: 130 - 3 - 107 significa que el tramo tiene una longitud de 130 m., una pendiente de 3 milésimos y un diámetro de 107 cm.

- 12.2. En los pozos de visita y pozos caja se indicarán la elevación del terreno y las elevaciones de plantilla del tubo o tubos concurrentes. Se hará en forma de quebrado colocando en el lugar del numerador la de terreno y en el denominador la de plantilla.

ANEXOS QUE DEBEN CONSIDERARSE EN EL PROYECTO DE OBRAS DE ALCANTARILLADO

1.- Pozo de Visita común	VC 1985
2.- Pozo de Visita Especial Deflexiones hasta 45° Diámetros: 76 a 107 cm.	VC 1986
3.- Pozo Caja Diámetros: de 76 a 122 cm. Entronques de 38 a 76 cm.	VC 1987
4.- Pozo Caja Deflexiones hasta 45° Diámetros de 122 a 300 mm.	VC 1988
5.- Pozo Caja de Unión Diámetro de 152 cm. Entronques de 91 a 122 cm.	VC 1989
6.- Pozo con Caída Adosada Hasta 2.00 m. Tuberías de 20 y 25 cm. de diámetro	VC 1990
7.- Pozo con Caída Tubería de 30 a 76 cm. de diámetro	VC 1991
8.- Estructura de Caída Escalonada De 0.50 a 2.50 m. Diámetros de 91 a 244 cm.	VC 1992
9.- Brocal y Tapa de Concreto Reforzado	VC 1993
10.- Brocal y Tapa de Fo. Fo.	VC 1994
11.- Estructura de Descarga Esviajada Tuberías hasta 76 cm. de diámetro	VC 1995



ESCALA GRAFICA
0 10 50 100

NOTAS -
ACOTACIONES EN METROS
EL POZO TIPO "A" SE USARA PARA PROFUNDIDADES
MAYORES DE 2.50 M.
EL POZO TIPO "B" SE USARA PARA PROFUNDIDADES
MENORES DE 2.50 M.

ESTE PLANO ANULA Y SUSTITUYE AL V.C. 674
NOV. DE 1958

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS	
SUBSECRETARIA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS PUBLICAS	
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO	
SUBDIRECCION DE PROYECTOS	
ALCANTARILLADO	
POZO DE VISITA COMUN	
Costos	Elaborado por
Director General	Subsecretario de Bienes Inmuebles y Obras Publicas
México, D.F. junio de 1979	V.C. 1985

ALCANTARILLADO-POZOS DE VISTA ESPECIAL
 DIAMETROS: 70 y 107 cm
 Aprobado: [Signature]
 V.C. 1986

Este plano onula y sustituye
 el V.C. 1115

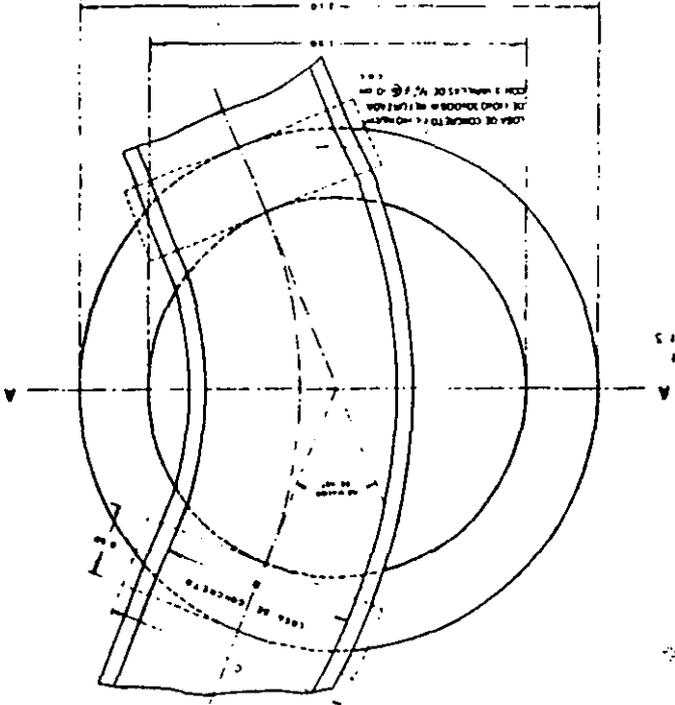
REVISO
 JUNIO DE 1974

JULIO DE 1960

NOTA -
 AJUSTACIONES EN METROS

DIAM. TPO. A	1.07	0.91	0.76	0.61	0.46
DIAM. TPO. B	1.50	1.30	1.10	0.91	0.76
DIAM. TPO. C	2.50	2.35	2.25	2.10	1.98
DIAM. TPO. D	1.84	1.67	1.50	1.30	1.10
DIAM. TPO. E	1.07	0.91	0.76	0.61	0.46

PLANTA



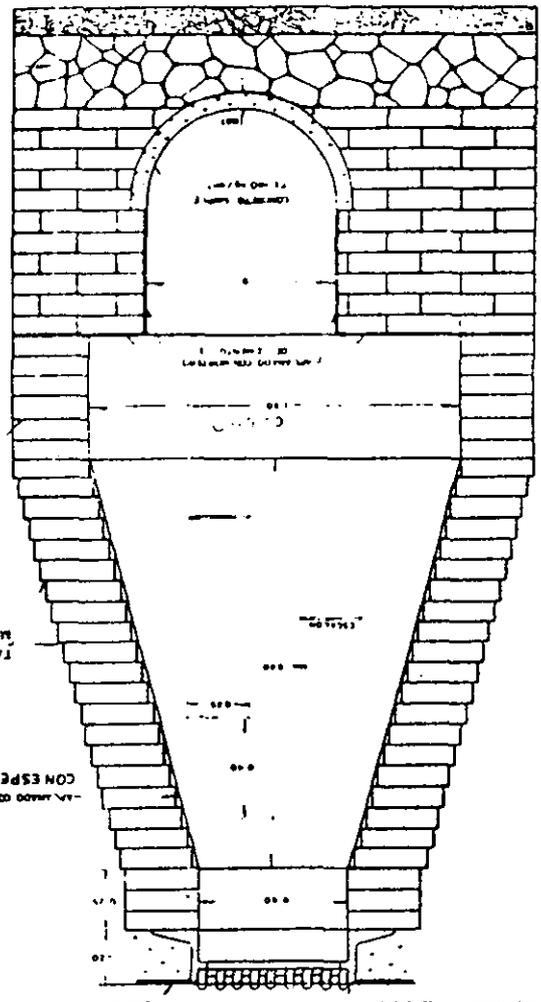
LA DE MUR DE FABRICO DE TAMPON
 O REFORZADO
 LA DE MUR DE FABRICO CON MORTERO
 DE CEMENTO 1:3

MURO DE FABRICO
 DE 28 CM

FABRICO JUNTEADO CON
 MORTERO DE CEMENTO 1:3

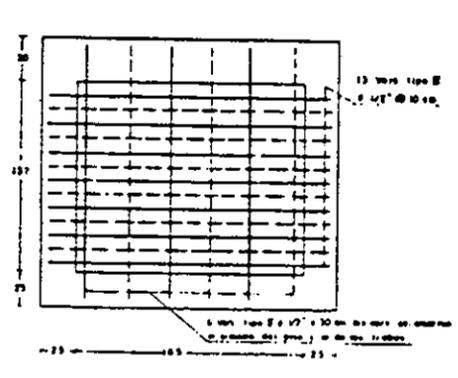
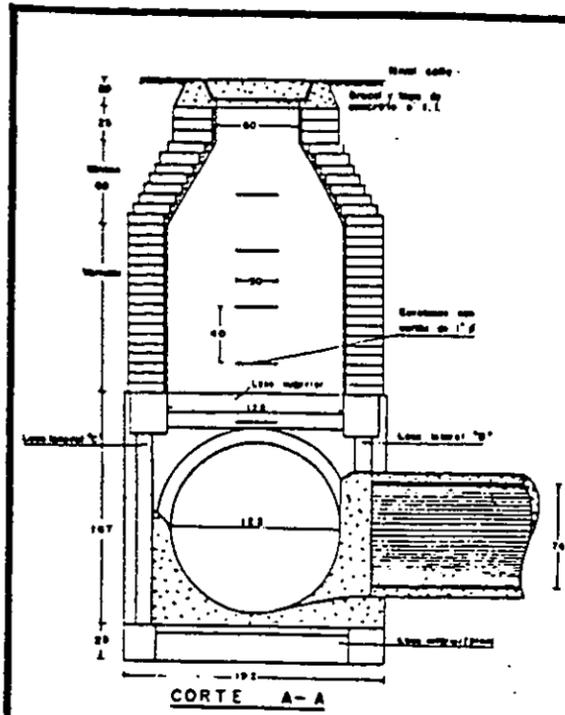
LA JUNTEADO CON MORTERO DE CEMENTO 1:3
 CON ESPESOR MINIMO DE 1 CM

CORTE A-A

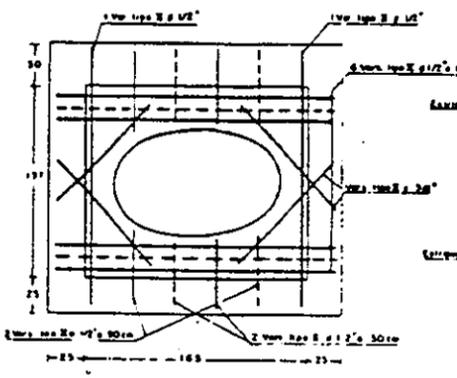


ACTUAL
 1.65

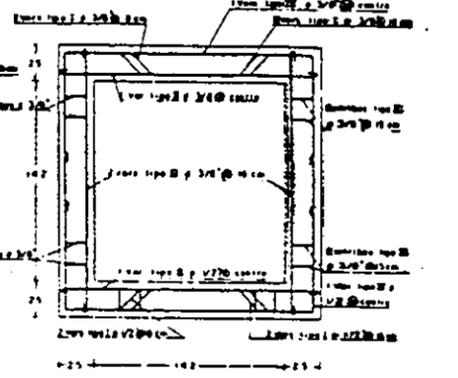
PROCAL DE FUNDACION DE CONCRETO



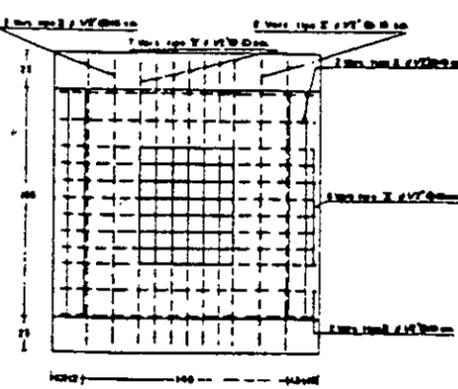
LOSA LATERAL C



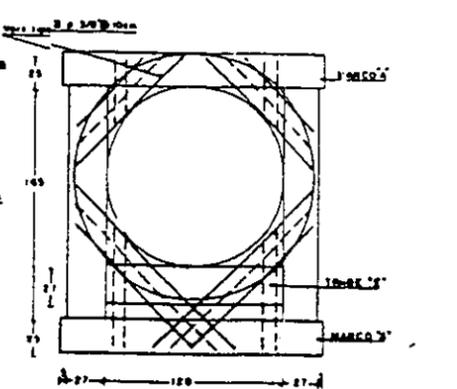
LOSA LATERAL D



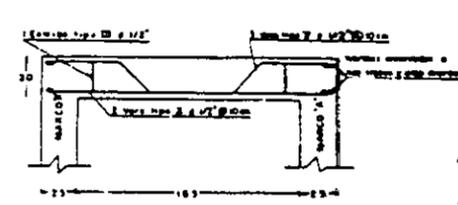
MARCO A



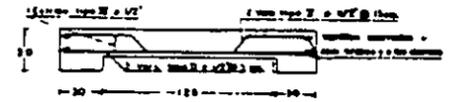
LOSA INFERIOR (Piso)



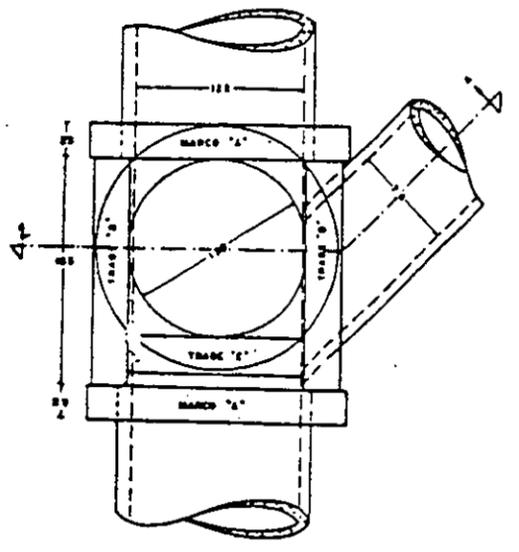
LOSA SUPERIOR



TRABE B



TRABE E



PLANTA

CUENTA DE MATERIAL									
CROQUIS DE TIPO	LONGITUD		CANTIDAD	UNIDAD	MATERIAL	CANTIDAD	UNIDAD	MATERIAL	CANTIDAD
	A	B							
MARCOS A									
1	110	33	22	22	0	100	100	100	100
2	110	44	22	22	0	100	100	100	100
3	110	102	2	2	0	100	100	100	100
4	102	2	2	2	0	100	100	100	100
5	110	102	2	2	0	100	100	100	100
6	110	44	22	22	0	100	100	100	100
7	110	33	22	22	0	100	100	100	100
8	110	44	22	22	0	100	100	100	100
9	110	102	2	2	0	100	100	100	100
10	102	2	2	2	0	100	100	100	100
TRABE B									
11	40	11	12	12	0	100	100	100	100
12	40	11	12	12	0	100	100	100	100
13	40	11	12	12	0	100	100	100	100
TRABE E									
14	50	25	10	10	0	100	100	100	100
15	50	25	10	10	0	100	100	100	100
16	50	25	10	10	0	100	100	100	100
LOSA LATERAL C									
17	100	100	1	1	0	100	100	100	100
18	100	100	1	1	0	100	100	100	100
LOSA LATERAL D									
19	100	100	1	1	0	100	100	100	100
20	100	100	1	1	0	100	100	100	100
LOSA INFERIOR									
21	100	100	1	1	0	100	100	100	100
22	100	100	1	1	0	100	100	100	100
LOSA SUPERIOR									
23	100	100	1	1	0	100	100	100	100
24	100	100	1	1	0	100	100	100	100
25	100	100	1	1	0	100	100	100	100
26	100	100	1	1	0	100	100	100	100
27	100	100	1	1	0	100	100	100	100
28	100	100	1	1	0	100	100	100	100
29	100	100	1	1	0	100	100	100	100
30	100	100	1	1	0	100	100	100	100
31	100	100	1	1	0	100	100	100	100
32	100	100	1	1	0	100	100	100	100
33	100	100	1	1	0	100	100	100	100
34	100	100	1	1	0	100	100	100	100
35	100	100	1	1	0	100	100	100	100
36	100	100	1	1	0	100	100	100	100
37	100	100	1	1	0	100	100	100	100
38	100	100	1	1	0	100	100	100	100
39	100	100	1	1	0	100	100	100	100
40	100	100	1	1	0	100	100	100	100
41	100	100	1	1	0	100	100	100	100
42	100	100	1	1	0	100	100	100	100
43	100	100	1	1	0	100	100	100	100
44	100	100	1	1	0	100	100	100	100
45	100	100	1	1	0	100	100	100	100
46	100	100	1	1	0	100	100	100	100
47	100	100	1	1	0	100	100	100	100
48	100	100	1	1	0	100	100	100	100
49	100	100	1	1	0	100	100	100	100
50	100	100	1	1	0	100	100	100	100
51	100	100	1	1	0	100	100	100	100
52	100	100	1	1	0	100	100	100	100
53	100	100	1	1	0	100	100	100	100
54	100	100	1	1	0	100	100	100	100
55	100	100	1	1	0	100	100	100	100
56	100	100	1	1	0	100	100	100	100
57	100	100	1	1	0	100	100	100	100
58	100	100	1	1	0	100	100	100	100
59	100	100	1	1	0	100	100	100	100
60	100	100	1	1	0	100	100	100	100
61	100	100	1	1	0	100	100	100	100
62	100	100	1	1	0	100	100	100	100
63	100	100	1	1	0	100	100	100	100
64	100	100	1	1	0	100	100	100	100
65	100	100	1	1	0	100	100	100	100
66	100	100	1	1	0	100	100	100	100
67	100	100	1	1	0	100	100	100	100
68	100	100	1	1	0	100	100	100	100
69	100	100	1	1	0	100	100	100	100
70	100	100	1	1	0	100	100	100	100
71	100	100	1	1	0	100	100	100	100
72	100	100	1	1	0	100	100	100	100
73	100	100	1	1	0	100	100	100	100
74	100	100	1	1	0	100	100	100	100
75	100	100	1	1	0	100	100	100	100
76	100	100	1	1	0	100	100	100	100
77	100	100	1	1	0	100	100	100	100
78	100	100	1	1	0	100	100	100	100
79	100	100	1	1	0	100	100	100	100
80	100	100	1	1	0	100	100	100	100
81	100	100	1	1	0	100	100	100	100
82	100	100	1	1	0	100	100	100	100
83	100	100	1	1	0	100	100	100	100
84	100	100	1	1	0	100	100	100	100
85	100	100	1	1	0	100	100	100	100
86	100	100	1	1	0	100	100	100	100
87	100	100	1	1	0	100	100	100	100
88	100	100	1	1	0	100	100	100	100
89	100	100	1	1	0	100	100	100	100
90	100	100	1	1	0	100	100	100	100
91	100	100	1	1	0	100	100	100	100
92	100	100	1	1	0	100	100	100	100
93	100	100	1	1	0	100	100	100	100
94	100	100	1	1	0	100	100	100	100
95	100	100	1	1	0	100	100	100	100
96	100	100	1	1	0	100	100	100	100
97	100	100	1	1	0	100	100	100	100
98	100	100	1	1	0	100	100	100	100
99	100	100	1	1	0	100	100	100	100
100	100	100	1	1	0	100	100	100	100

NOTAS
 Los distancios entre varillas son de centro a centro.
 Todos los distancios estan dados en centimetros.
 La resistencia del concreto es de 2800 kg/cm² o 4000 lb/cm².
 Falso del acero 1265 kg/cm².
 Es la longitud de las varillas solo incluido el gancho.
 Las barras de acero deben estar en el lado bajo.

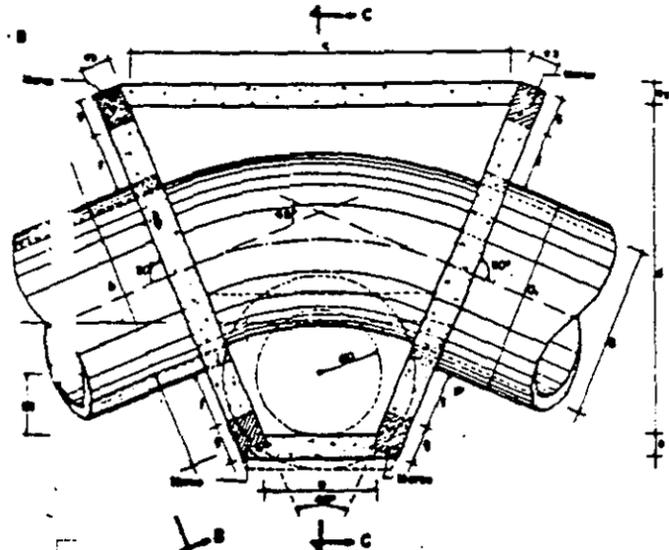
SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
 SUBSECRETARIA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS
 DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS

ALCANTARILLADO
POZO CAJA DIAM. DE 76 a 122 cm.
ENTRONQUES DE 75 a 76 cm.

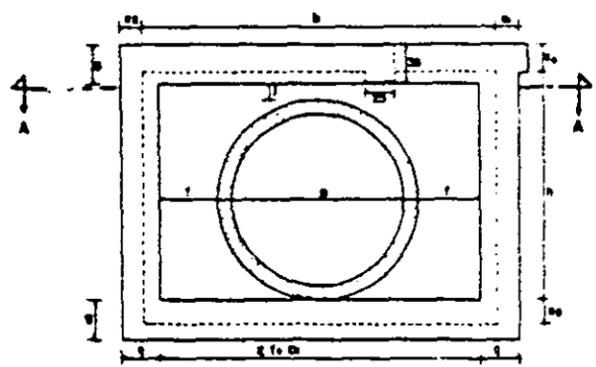
Cantón: *[Signature]*
 Fecha: *[Signature]*
 México, D.F. Junio 1961

Este plano anula y sustituye el V.C.1333
 Agosto 1961

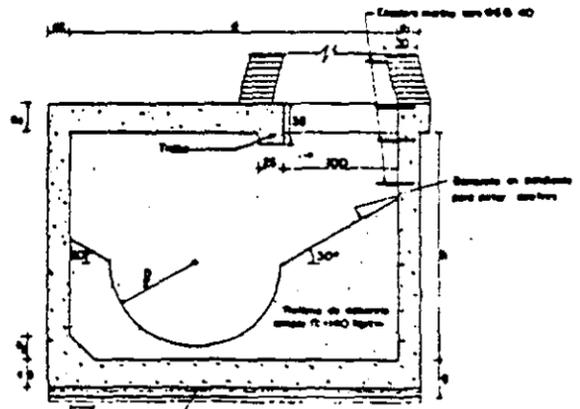
Ing. *[Signature]*
 Ing. *[Signature]*
 Ing. *[Signature]*



PLANTA SEGUN CORTE A-A



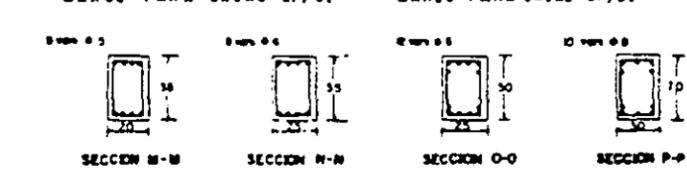
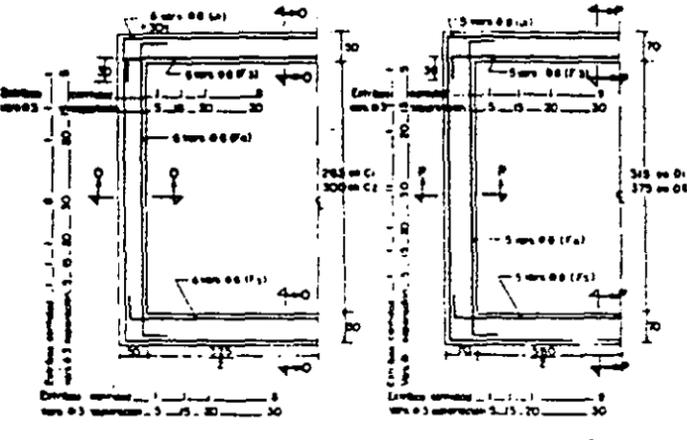
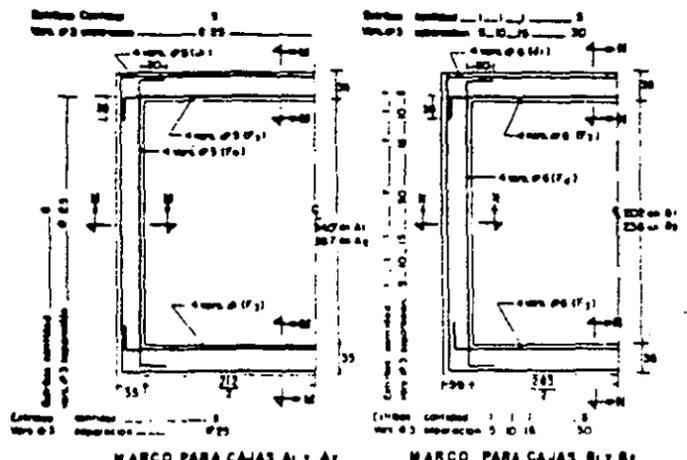
VISTA LATERAL B-B



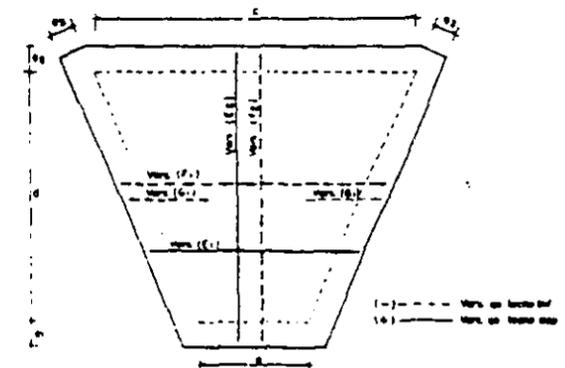
ELEVACION SEGUN CORTE C-C

CAJA	D	M	E	S	I	O	N	F	S
1	122	148	100	142	280	224	20	20	20
2	152	182	100	175	340	290	20	20	20
3	193	219	100	213	340	290	20	20	20
4	213	253	100	253	394	338	20	20	20
5	244	289	100	289	394	338	20	20	20
6	290	330	100	330	451	428	20	20	20
7	300	300	100	300	457	428	20	20	20

DIMENSIONES GENERALES

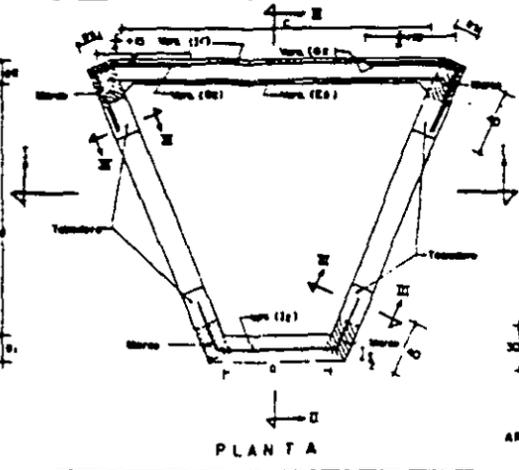


ARMADO DE MARCOS



CAJA TIPO	Var. (E1)	Var. (E2)	Var. (E3)	Var. (E4)
A1	4	4	4	4
B1	4	4	4	4
C1	4	4	4	4
D1	4	4	4	4

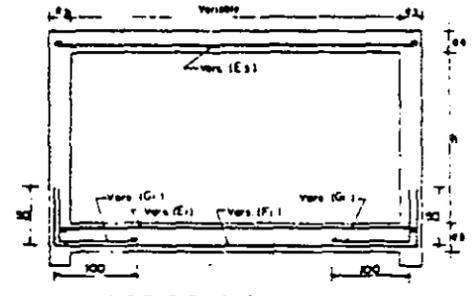
ARMADO DE LOSA DE FONDO



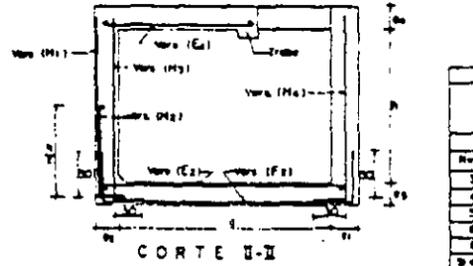
PLANTA

CAJA TIPO	Var. (E1)	Var. (E2)	Var. (E3)	Var. (E4)
A1	4	4	4	4
B1	4	4	4	4
C1	4	4	4	4
D1	4	4	4	4

ARMADO HORIZONTAL DE MUROS



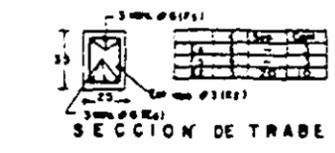
CORTE I-I



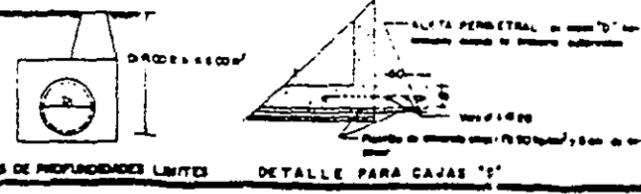
CORTE II-II

CAJA TIPO	Var. (E1)	Var. (E2)	Var. (E3)	Var. (E4)
A1	4	4	4	4
B1	4	4	4	4
C1	4	4	4	4
D1	4	4	4	4

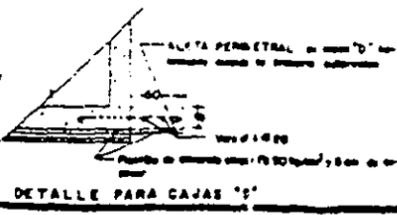
ARMADO SEGUN CORTES I-I y II-II



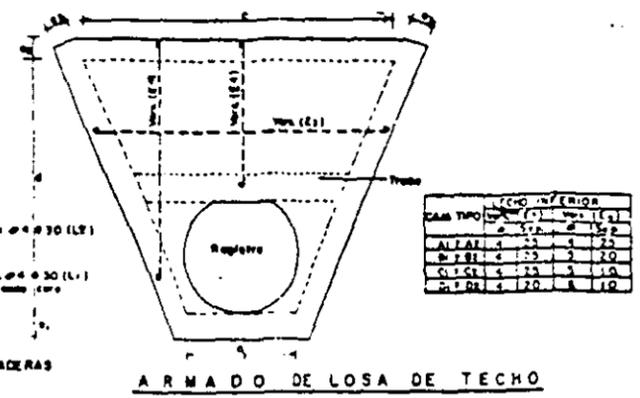
SECCION DE TRABE



CROQUIS DE PROXIMIDADES LIMITES



DETALLE PARA CAJAS 'S'



ARMADO DE LOSA DE TECHO

CONCEPTO		Unidad	A1	B1	B1	C1	C2	D1	D2
1	PLANTA DE CONCRETO DE 150 kg/cm ²	m ²	13	16	18	20	20	25	25
2	CONCRETO DE 150 kg/cm ²	m ³	37	50	55	60	61	113	114
3	CONCRETO DE 150 kg/cm ²	m ³	51	81	88	104	104	210	222
4	CONCRETO SIMPLE DE 150 kg/cm ²	m ³	13	24	25	47	54	74	88
5	ARMADO DE FONDO DE 150 kg/cm ²	kg	710	1191	1248	2067	2132	3589	3750
6	ARMADO HORIZONTAL DE MUROS DE 150 kg/cm ²	kg	52	82	88	124	136	210	222
7	POZO DE VISITA	un	1	1	1	1	1	1	1

TIPOS DE VARILLAS		CROQUIS	
TIPO	CROQUIS	TIPO	CROQUIS
E	[Diagram]	I	[Diagram]
F	[Diagram]	J	[Diagram]
G	[Diagram]	K	[Diagram]
H	[Diagram]	L	[Diagram]

TABLA DE BANCHOS Y ESPALMES	
DIAMETRO	ESPESOR
3	0.95
4	1.27
5	1.59
6	1.91
8	2.24

NOTAS:
 Todas las dimensiones están en centímetros.
 Concreto de 150 kg/cm² con resistencia de 8-10 en estado endurecido de acuerdo a la norma ASTM C 39. Todo el concreto será vibrado y curado con cuidado.
 El concreto aplicado se hará en capas de 20 cm. en todas las partes de la estructura.
 La estructura de concreto será una estructura de concreto armado de 150 kg/cm² y 5 cm de espesor.
 Las juntas de concreto serán de tipo de empalmes tipo "E" y se sellarán con una pasta de 10 partes de cemento por 1 parte de resina.
 El empalmamiento de concreto se hará con un tipo de empalmamiento tipo "E" y se sellará con una pasta de 10 partes de cemento por 1 parte de resina.
 En las juntas de concreto se colocará un tipo de empalmamiento tipo "E" y se sellará con una pasta de 10 partes de cemento por 1 parte de resina.

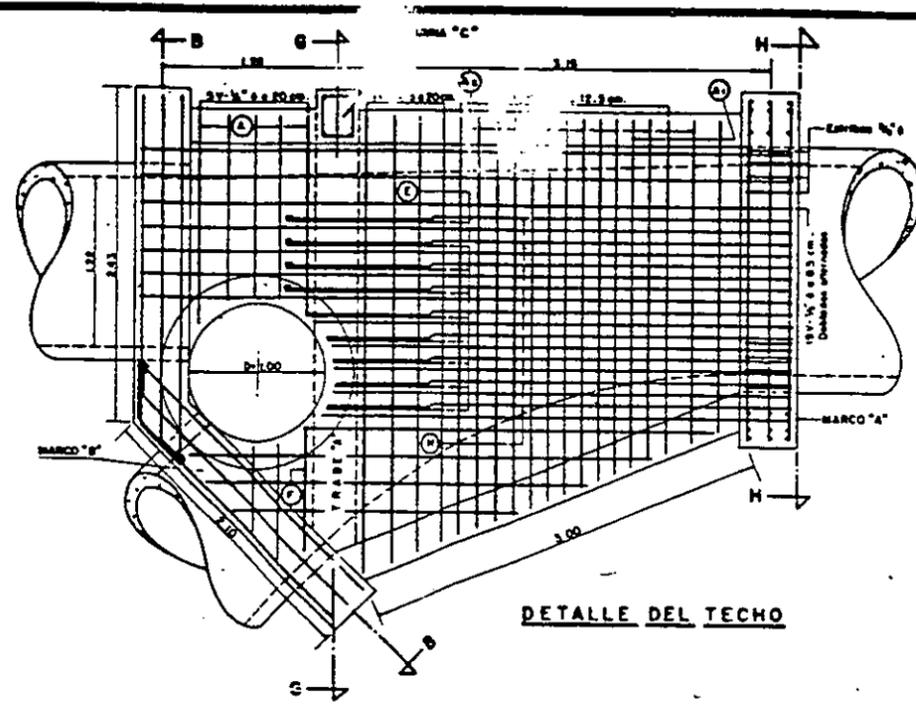
Este plano anula y sustituye al V.C. 1591
 Julio 1966

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
 SUBSECRETARIA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS
 DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS

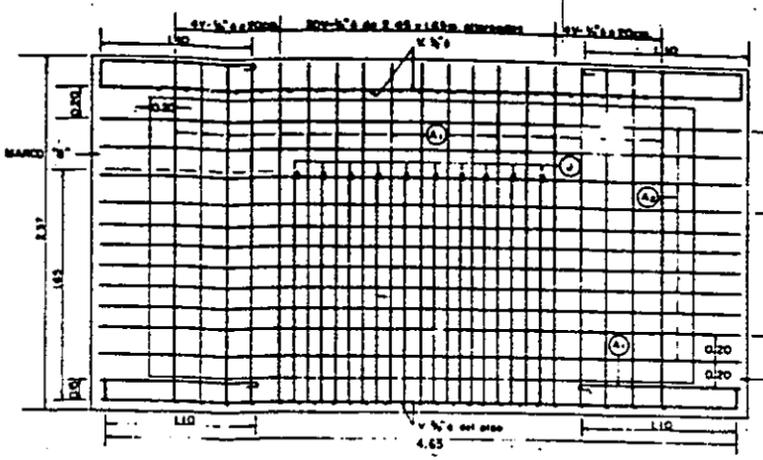
ALCANTARILLADO
POZO CAJA DE DEFLEXIONES HASTA 45°
DIAMETROS DE 122 a 300 cm

Conforme: [Firma]
 Aprobó: [Firma]
 DIRECTOR GENERAL

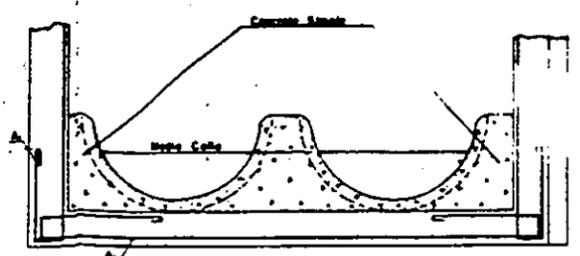
México, D.F. Julio 1966



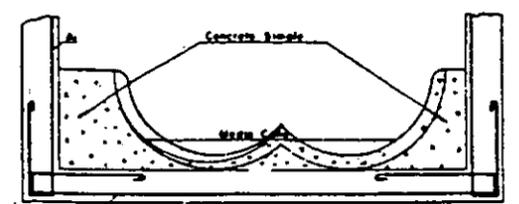
DETALLE DEL TECHO



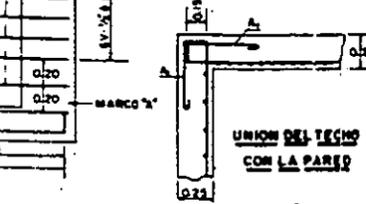
DETALLE DEL MURO LATERAL
SEC. C-C



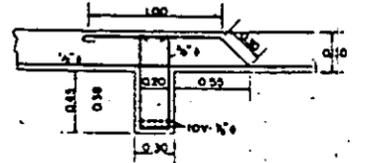
SEC. D-D



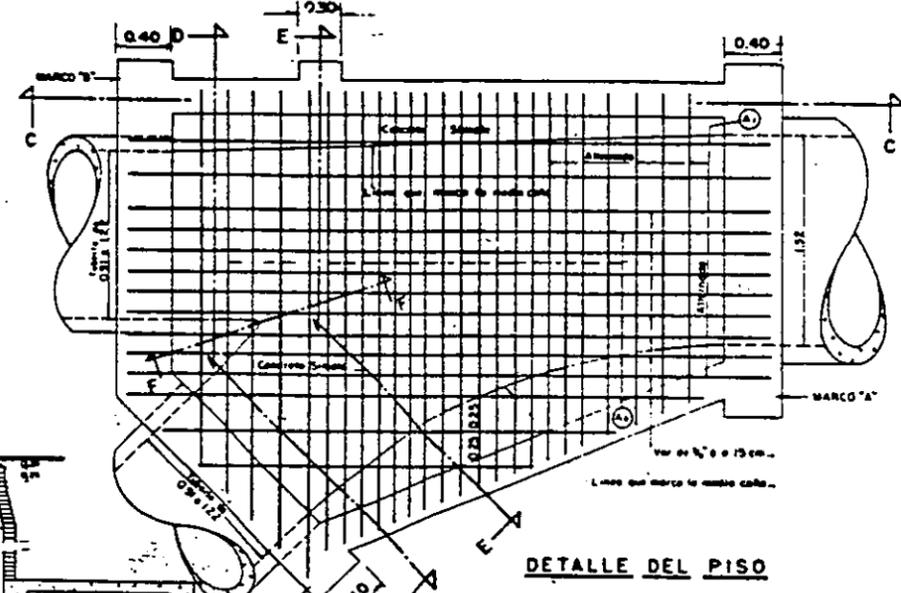
SEC. E-E



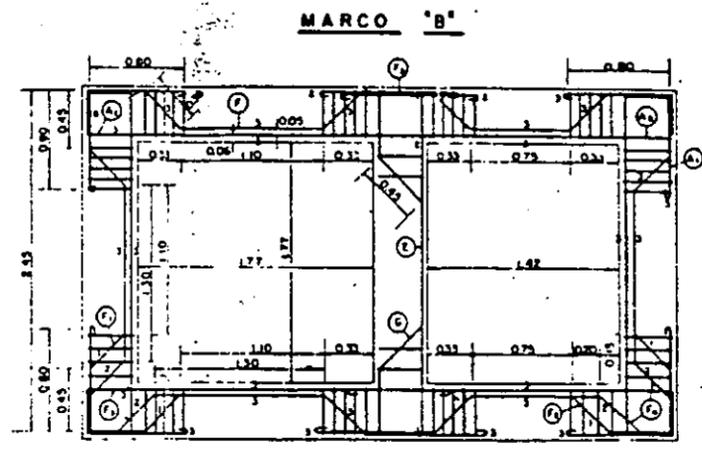
UNION DEL TECHO
CON LA PARED



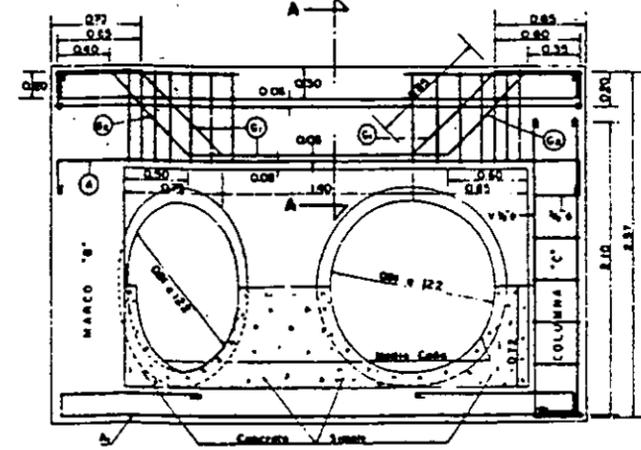
SEC. A-A



DETALLE DEL PISO



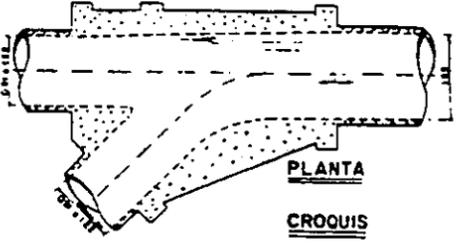
SEC. B-B



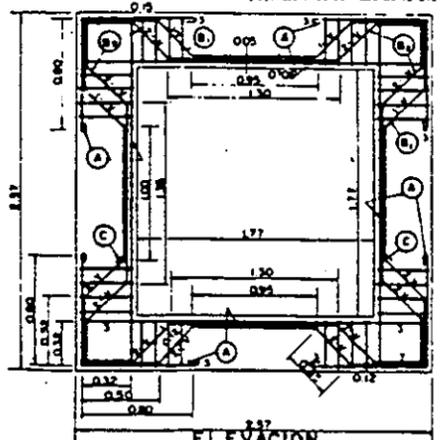
SEC. G-G

		LISTA DE MATERIAL												
CROQUIS DE TIPO	TIPO	DIMENSIONES (Mts.)											LONG. NO. (Mts.)	LONG. TOTAL (Mts.)
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k		
TECHO														
A	1.50	0.20											15	450.0
B	1.50	0.20											9	270.0
C	1.50	0.20											14	420.0
D	1.50	0.20											12	360.0
E	2.55	0.30											9	229.5
MARCO 'A'														
A	1.25	0.80	0.25										4	500.0
B	0.95	1.00	0.50	0.35									10	950.0
C	1.30	1.35	0.32	0.40									2	277.0
D	0.95	0.30	0.32	0.32									4	380.0
E	0.30	0.30											10	300.0
MARCO 'B'														
B	0.30	0.30											100	30.0
C	0.25												240	60.0
D	0.70	1.10	1.10	0.70	0.35	0.45							8	560.0
E	0.75	0.75	1.10	0.70	0.35	0.45							8	600.0
F	1.10	1.30	1.30	0.70	0.35	0.25							2	180.0
G	0.75	0.75	1.30	0.70	0.35	0.25							2	135.0
H	0.90	0.90	0.45	0.20									2	180.0
I	2.35	1.80	0.25										4	292.0
J	0.30	0.30											32	96.0
MURAS														
A	1.25	0.70	0.15										4	500.0
B	0.65	1.10	0.15										2	163.0
C	1.30	0.80	0.15										2	163.0
D	1.65	0.30											2	330.0
TRAMO 'A'														
A	1.85	0.30											5	157.5
B	0.20	0.45											14	280.0
C	1.40	0.20	0.85	0.85	0.45								2	100.0
D	1.90	0.20	0.40	0.40	0.40								3	150.0
USA PISO														
A	1.10	1.10	0.15										70	840.0
B	1.10	0.15											79	869.0
COLUMNA 'A'														
J	2.10	0.30											4	840.0
K	0.30	0.20											5	150.0
ELEMENTO VOL. C														
RESUMEN														
SUMAS													113.5	1153.75

ELEVACION 'A'

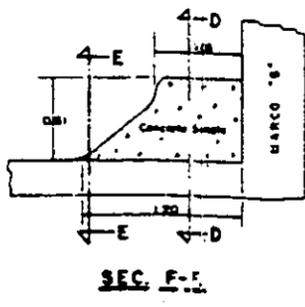


PLANTA
CROQUIS



ELEVACION
MARCO A-A
SECCION H-H

NOTAS.-
Anotaciones en metros.
Separación varillas en cm.



SEC. F-F

ESTE PLANO ANULA Y SUSTITUYE AL V.C. 127

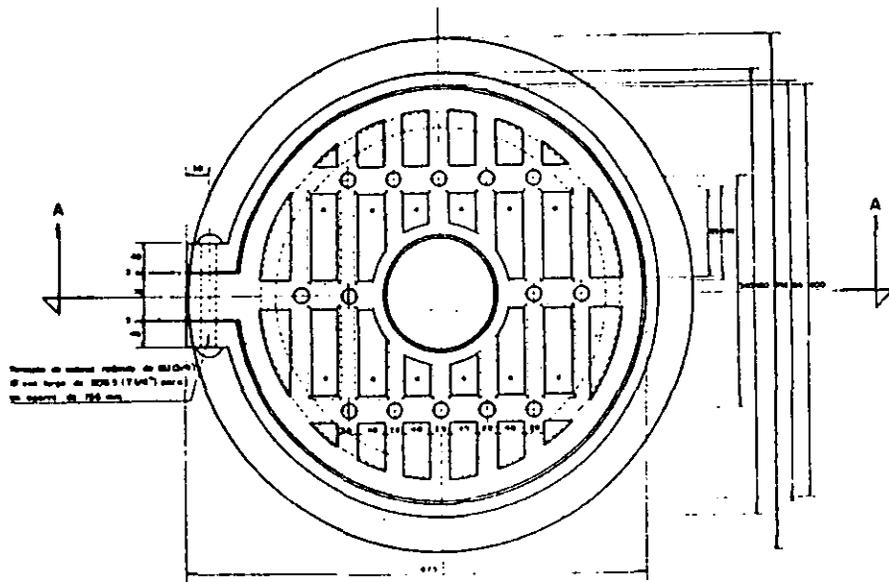
SAHOP SUBDIRECCION DE PROYECTOS

ALCANTARILLADO
POZO CAJA DE UNION DIAM. DE 152 cm.
ENTORQUES DE DIA 120 cm.

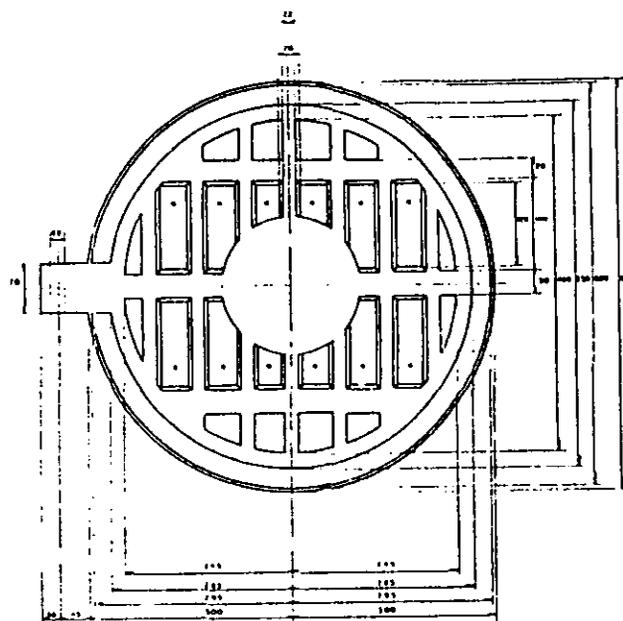
Director de Proyecto: [Signature]

Subdirector de Proyectos

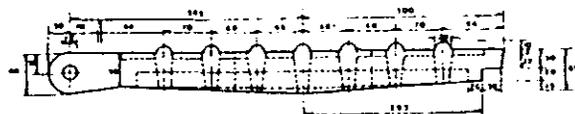
ADAPTADO POR [Signature] Julio 1960
DIBUJO [Signature]
REVISO [Signature]



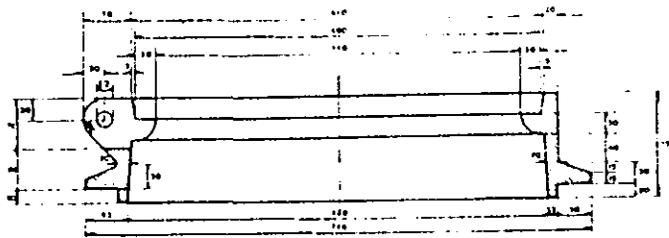
PLANTA



VISTA INFERIOR DE LA TAPA

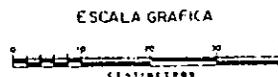


CORTE A-A DE LA TAPA



CORTE A-A DE LA BASE

Peso del brazo: 72 Kg
 Peso de la tapa: 87 Kg
 Peso conjunto: 159 Kg



Este plano anula y sustituye al V.C. 1254
 Nov 1960

NOTAS

- 1) Acolocaciones en milímetros
- 2) La fracción indica un de primero
- 3) 0 indica aberturas

SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS
 SUBSECRETARÍA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS
 DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
 SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

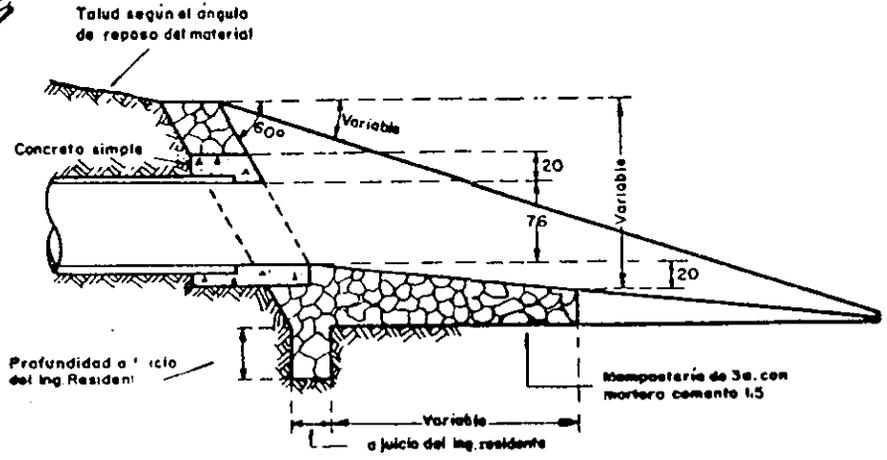
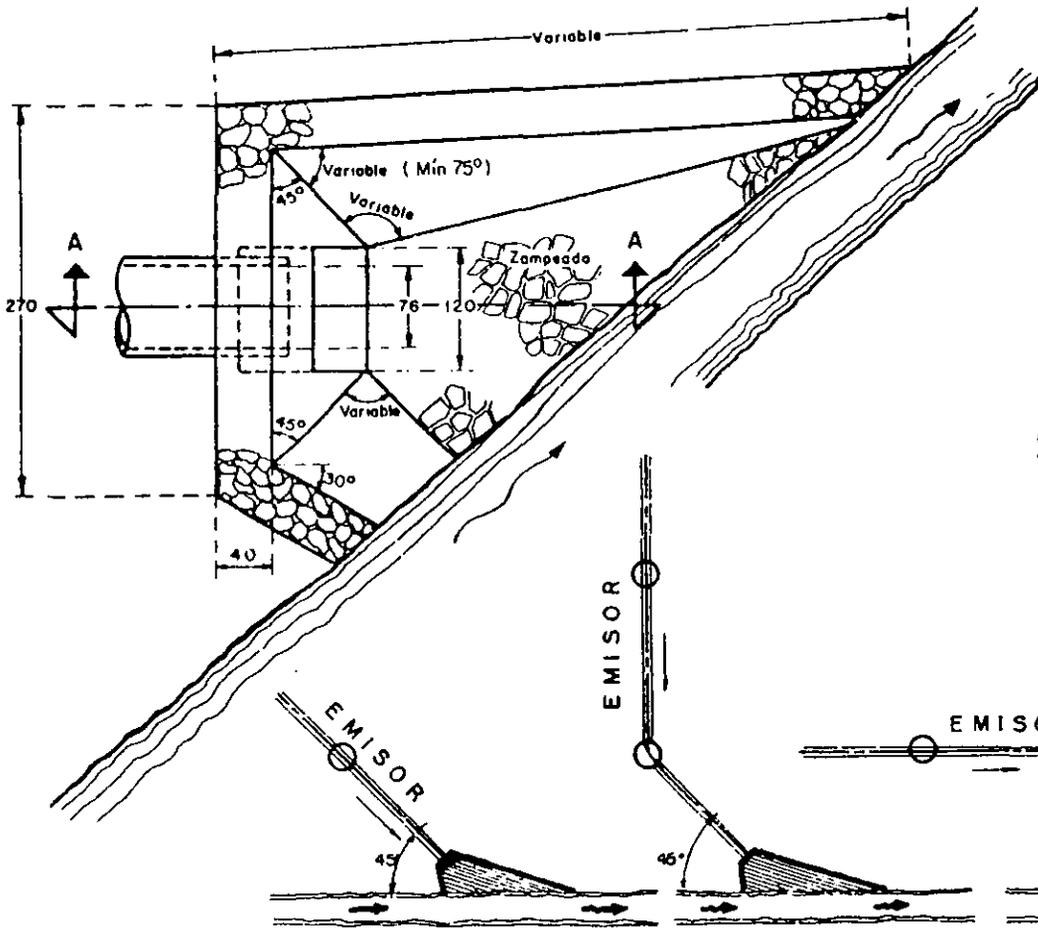
ALCANTARILLADO
 BROSAL Y TAPA DE F. Fo.

C. Forme *[Signature]*
 Jefe de Proyecto
 MEXICO, D.F. Junio de 1975

V.C. 1994

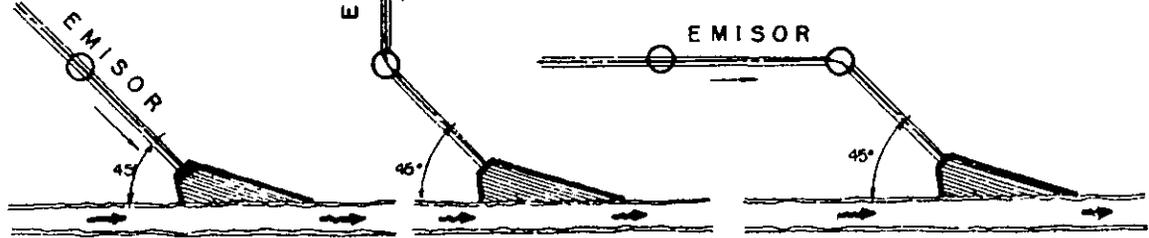
[Signatures and stamps]

PLANTA



SECCION A-A

Acotaciones en centímetros



CORRIENTE SUPERFICIAL

Proyecto
 Ing. Alfonso Muñoz Pardo
 Revisó
 Ing. J. Luis Pineda M.
 Dibujo
 [Signature]
 Junio de 1981

Actualizó
 [Signature]
 Ing. Julio Vargas Romero

Este plano anula y sustituye al V.C.1311

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
 SUBSECRETARIA DE BIENES MUEBLES Y OBRAS URBANAS
 DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE
 AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS

ALCANTARILLADO
 ESTRUCTURA DE DESCARGA ESVAJADA
 TUBERIAS HASTA 76 CM DE DIAMETRO
 Conforme
 [Signature]
 Aprobó
 [Signature]
 México, D.F. Junio de 1981
 VC. 1995

PRESENTACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto de Alcantarillado de la localidad de que se trate se integrará en un legajo que contenga: memoria descriptiva de la localidad y del proyecto, la cual debe incluir las tablas de cálculos hidráulicos y geométricos de la red, el presupuesto de las obras, los planos constructivos del Proyecto (copias heliográficas) y, los planos tipo de las estructuras conexas y de especificaciones.

La presentación de los cálculos hidráulicos se hará como se indica en el plano V.C. 1996.

Se integrarán diez legajos como el descrito, tomando en cuenta para su elaboración lo que se indica en los incisos posteriores.

En el caso de los Proyectos dados a contrato, además de los legajos indicados, se entregarán dos copias de los borradores de los cálculos y planos originales limpios, ordenados y debidamente protegidos.

Las memorias descriptivas incluirán el desarrollo de los puntos que a continuación se indican

MEMORIA DESCRIPTIVA DE LA LOCALIDAD

Estará constituida por la siguiente información:

- 1.1. Datos históricos.
- 1.2. Datos geográficos.
- 1.3. Datos estadísticos.
 - a) De población.
 - b) De edificios
 - c) De enfermedades.
- 1.4. Vías de comunicación.
- 1.5. Clima.
 - a) Vientos
 - b) Temperaturas
 - c) Lluvias
- 1.6. Construcción geológica.
- 1.7. Aspectos económicos de la población.
- 1.8. Servicios Públicos existentes.
 - a) Abastecimiento de Agua Potable.
 - b) Disposición actual de las aguas residuales.
 - c) Alumbrado y energía eléctrica
 - d) Pavimentos

- e) Mercado y rastros.
- f) Alberca, balnearios y baños públicos.
- g) Iglesias, centros de beneficencia, educativos, etc.
- h) Clasificación de zonas atendiendo a su importancia (residenciales, comerciales, industriales, etc.)

2.- MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO

2.1. Estudios efectuados para la elaboración del Proyecto.

- a) Planos con curvas de nivel producto del levantamiento topográfico, con cotas en el cruce de calles y en los cambios de pendiente y dirección.
- b) Período económico del Proyecto.
- c) Población de censos oficiales y actual estimada.
- d) Población por servir o de proyecto.

Se presentará la gráfica de predicción de población.

2.2. Elección del sistema de evacuación de las aguas residuales.

2.3. Delimitación de las zonas de construcción, inmediata y futuras.

3. PLANEACIÓN, PROYECTO Y CÁLCULOS HIDRÁULICOS.

3.1. Elección del sitio de disposición final de las aguas negras.

3.2. Localización del emisor, colectores y subcolectores.

- a) Emisor de la red a la planta de tratamiento y de ésta al lugar de vertido (cuando ambos sean necesarios al proyecto).
- b) Colectores.
- c) Subcolectores.
- d) Atarjeas.

3.3. Plano predial y de ser posible censal con las indicaciones de las zonas por servir (residenciales, comerciales, industriales, etc.)

3.4. Densidad de población en habitantes por kilómetro de red utilizada para efectuar el cálculo de los gastos.

3.5. Aportación de aguas residuales.

3.6. Aportación de aguas de infiltración por metro de conducto.

3.7. Gasto de aguas residuales mínimo, medio, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Ver plano V.C. 1996

3.8. Obras accesorias a la red o estructuras conexas.

- 3.9. Cálculo de los gastos que deben desalojar los conductos cálculos hidráulicos del o los emisores, colectores, subcolectores y atarjeas. Fórmulas empleadas.
- 3.10. Longitud de los conductos y cantidad de descargas domiciliarias (conexiones).
 - a) De construcción inmediata.
 - b) De construcción futura.
 - c) Totales.

4. DISPOSICIÓN FINAL DE LAS AGUAS NEGRAS Y SU TRATAMIENTO

- 4.1. Consideraciones justificativas del proceso de tratamiento.

5. ESTACIONES DE BOMBEO Y PLANTA DE TRATAMIENTO.

Los proyectos relativos a las Estaciones de Bombeo y la Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales se presentarán por separado. Únicamente se consignarán en los Planos de Proyecto del Sistema de Alcantarillado la localización de las Estaciones de Bombeo que se tengan, anotando su capacidad, elevaciones de construcción, niveles máximo y mínimo del agua y características generales de los equipos electromecánicos.

Respecto a las Plantas de Tratamiento se anotará su localización, área probable requerida y el proceso de tratamiento elegido.

6. PLANOS CONSTRUCTIVOS Y DE ESTRUCTURAS CONEXAS.

- 6.1 Los planos constructivos de la Red de Alcantarillado se harán a escala 1:2000 indicando en ellos elevaciones de terreno, elevaciones de plantilla de las tuberías en los Pozos de Visita, longitudes de los conductos, diámetros y pendientes correspondientes a cada tramo situado entre pozo y pozo. Igualmente se consignarán las cantidades de obra y los datos de proyecto.

DATOS DE PROYECTO

Población del último censo oficial	Hab.
Población actual estimada	Hab.
Población de Proyecto	Hab.
Dotación	Lt/hab/día.
Aportación (75% a 80% de la Dotación)	Lt/hab/día.
Sistema	Separado
	Aguas negras
Fórmulas	Harmon y Manning
Longitud de la Red	m.
Naturaleza del sitio de vertido	
Sistema de Eliminación	Gravedad y/o Bombeo
Coefficiente de Previsión o seguridad	1.5

VELOCIDADES

Mínimo	m/s.
Máxima	m/s.

GASTOS

Mínimo

l.p.s.

Medio

l.p.s.

Máximo

l.p.s.

Máximo Extraordinario

l.p.s.

- 6.2. Se prepararán planos de todas las estructuras conexas que se hagan necesarias en el proyecto de que se trate, anexando copias heliográficas de las mismas a los legajos que contendrán el proyecto en su totalidad.

PROFUNDIDADES DE LAS EXCAVACIONES EN ZANJA PARA LA INSTALACIÓN DE TUBERÍAS

Hasta 1.25 m	se considera a	1 00 m	de profundidad
De 1.26 a 1.75 m	se considera a	1.50 m	de profundidad
De 1.76 a 2.25 m.	se considera a	2 00 m	de profundidad
De 2.26 a 2.75 m.	se considera a	2.50 m	de profundidad
De 2.76 a 3.25 m.	se considera a	3.00 m	de profundidad
De 3.26 a 3.75 m.	se considera a	3.50 m	de profundidad
De 3.76 a 4.25 m.	se considera a	4 00m	de profundidad
De 4.26 a 4.75 m.	se considera a	4.50 m	de profundidad
De 4.76 a 5.25 m.	se considera a	5 00 m	de profundidad
De 5.26 a 5.75 m.	se considera a	5.50 m	de profundidad
De 5.76 a 6.25 m.	se considera a	6 00 m	de profundidad
De 6.25 a 6.75 m.	se considera a	6.50 m	de profundidad
De 6.76 a 7.25 m.	se considera a	7 00 m	de profundidad
De 7.26 a 7.75 m.	se considera a	7.50 m	de profundidad
De 7.76 a 8.25 m.	se considera a	8 00 m	de profundidad
De 8.26 a 8.75 m.	se considera a	8.50 m	de profundidad
De 8.76 a 9.25 m.	se considera a	9.00 m	de profundidad
De 9.26 a 9.75 m.	se considera a	9.50 m	de profundidad
De 9.76 a 10.25 m.	se considera a	10.00 m	de profundidad

NOTAS.-

La profundidad de cada tramo para la cuantificación de los volúmenes de excavación, depende del promedio de las profundidades de proyecto de sus extremos, el cual deberá estar comprendido entre los valores anotados en la 1ª columna.

Para la obtención de los volúmenes de excavación y plantilla se utilizarán los valores que se dan en el plano V.C. 1997.

**PROFUNDIDADES DE LOS POZOS DE VISITA
Y POZOS DE CAJA**

Hasta			
De 1.01m. a	1.00m.	se considera a	1.00m.
De 1.26m. a	1.25mm.	se considera a	1.25m.
De 1.51 m. a	1.50 m.	se considera a	1.50 m.
De 1.76 m. a	1.75 m.	se considera a	1.75 m..
De 2.01 m. a	2.00 m .	se considera a	2.00 m .
De 2.26 m. a	2.25 m.	se considera a	2.25 m.
De 2.51 m. a	2.50 m.	se considera a	2.50 m.
De 2.76 m. a	2.75 m.	se considera a	2.75 m.
De 3.01 m. a	3.00 m.	se considera a	3.00 m.
De 3.26 m. a	3.25 m.	se considera a	3.25 m.
De 3.51 m. a	3.50 m.	se considera a	3.50 m.
De 3.76 m. a	3.75 m.	se considera a	3.75 m.
De 4.01 m. a	4.00 m.	se considera a	4.00 m.
De 4.26 m. a	4.25 m.	se considera a	4.25 m.
De 4.51 m. a	4.50 m.	se considera a	4.50 m.
De 4.76 m. a	4.75 m.	se considera a	4.75 m.
De 5.01 m. a	5.00 m..	se considera a	5.00 m..
De 5.26 m. a	5.50 m .	se considera a	5.50 m.
De 5.51 m. a	5.75 m.	se considera a	5.75 m.
De 5.76 m. a	6.00 m.	se considera a	6.00 m.
De 6.01 m. a	6.25 m.	se considera a	6.25 m.
De 6.26 m. a	6.50 m.	se considera a	6.50 m.
De 6.51 m. a	6.75 m.	se considera a	6.75 m.
De 6.76 m. a	7.00 m.	se considera a	7.00 m.
De 7.01 m. a	7.25 m..	se considera a	7.25 m.
De 7.26 m. a	7.50 m.	se considera a	7.50 m.
De 7.51 m. a	7.75 m..	se considera a	7.75 m.
De 7.76 m. a	8.00 m.	se considera a	8.00 m.
De 8.01 m. a	8.25 m.	se considera a	8.25 m.
De 8.26 m. a	8.50 m.	se considera a	8.50 m.
De 8.51 m. a	8.75 m.	se considera a	8.75 m.
De 8.76 m. a	9.00 m.	se considera a	9.00 m.
De 9.01 m. a	9.25 m.	se considera a	9.25 m.
De 9.26 m. a	9.50 m.	se considera a	9.50 m.
De 9.51 m. a	9.75 m.	se considera a	9.75 m.
De 9.76 m. a	10.00 m.	se considera a	10.0 m.

ANEXOS PARA LA PRESENTACIÓN DE PROYECTO

1.- Alcantarillado para Aguas, Tabla de Cálculos hidráulicos.....	VC 1996
2.- Volúmenes de Excavación y Plantilla.....	VC 1997
3.- Signos Convencionales.....	VC 1998

Apéndice N° 1
EQUIVALENCIAS ENTRE
LAS DENSIDADES DE POBLACIÓN
LINEAL (D_L)
Y POR SUPERFICIE (D_A)

Para obtener las equivalencias entre las densidades de población lineal (habitantes/kilómetro de red) y por superficie (habitantes/hectárea) se efectuaron dos estudios considerando los dos diferentes criterios que suelen seguirse en la planificación, o sea el antiguo en el cual se consideran manzanas cuadradas con distancias entre los ejes de calles de 100 m. y el moderno con manzanas rectangulares de 100 m. x 50 m. medidos en igual forma.

Ambos estudios se hicieron para zonas servidas cuyas áreas variaban de 2 a 1806 Ha. En el primero y de 1.625 a 1, 625 Ha. En el segundo, se obtuvieron dos expresiones algebraicas, una para calcular el valor promedio de densidad expresada en habitantes por kilómetro de red en función de la densidad expresada en habitantes por hectárea y la otra para obtener el valor, también promedio de la densidad expresada en habitantes por hectárea, en función de la densidad expresada en habitantes por hectárea, en función de la densidad expresada en habitantes por kilómetro de red, que son las siguientes:

$$\frac{D_L \text{ (hab/km.)}}{D_A \text{ (hab/Ha)}} = [5.000000 \text{ (Ha/km.) } K + 3.321056 \text{ (Ha/km.) } K'] \quad (1)$$

$$\frac{D_A \text{ (hab/Ha)}}{D_L \text{ (hab/km.)}} = [0.200000 \text{ (km/Ha.) } K + 0.301115 \text{ (km/Ha.) } K'] \quad (2)$$

En las cuales:

K es el porcentaje (%), expresado en fracción decimal, del área a la cual se dará servicio cuya planificación obedece al criterio antiguo.

K' es el porcentaje (%) expresado en fracción decimal del área a la cual se dará servicio cuya planificación obedece al criterio moderno.

Es importante dejar establecido que en una determinada red de alcantarillado, para una aportación constante y un mismo gasto servido, la suma de las longitudes tributarias que pueden proporcionar servicio a la localidad, es inversamente proporcional a la densidad de población y viceversa.

2.5.- Factibilidad Técnica y Toma de Decisión.

Para realizar la comparación y selección de las dos alternativas de cada zona, citadas con anterioridad, es necesario analizarlas desde el punto de vista económico y funcional, ya que las posibles soluciones dadas son factibles de realizarse, pero el costo total de la construcción nos orienta a elegir la más conveniente.

Si se analizan los costos de inversión para colectores y tratamiento final, se puede determinar cual es la solución más económica, ya que el costo de la construcción de atarjeas no influye porque independientemente de la alternativa elegida se tiene que realizar; la diferencia estriba en función del sitio de descarga y la disposición final de las aguas residuales, simplificando así el método de selección.

A continuación se tiene la toma de decisiones de las alternativas analizadas por zona.

Zona Norte

Alternativa	Disposición final
"A"	Conexión por localidad al Colector General Sanitario Zona Norte.
"B"	Predio a la Ribera del río Papalotla para cada Localidad. y Construcción de Planta de Tratamiento o Laguna de oxidación.

La alternativa "A" representa un costo menor que la "B", sin embargo esta última encarece al sistema debido a que requiere de cinco espacios para la posible construcción de plantas de tratamiento o lagunas de oxidación con sus respectivas obras complementarias, para la disposición final de las aguas residuales, así mismo las comunidades están muy cerca una de la otra, por lo que no se justificaría la inversión desde el punto de vista Sistema Municipal.

Por lo que la alternativa "A" es la más conveniente.

Zona Centro - Sur

Alternativa	Longitud (m)
"A"	3575.00
"B"	3567.00

La alternativa "A" tiene mayor longitud de colectores que la "B", pero existe otro factor determinante es la operación del sistema, ya que la descarga existente necesita un cárcamo de bombeo. por lo que el costo de operación es diferente si se bombea sólo una parte de las aguas negras o la totalidad. Por ello es más económico tener tres sitios de vertido para este sistema, el nuevo se realizara por gravedad hacia el colector marginal, proyectado sobre el río Xalapango. Por lo tanto la mejor alternativa es la "A"

Sistema de Alcantarillado Chimalpa

Alternativa	Longitud (m)
"A"	2852.00
"B"	2502.00

La alternativa "A" requiere de construcción de colectores que enlace a ambas localidades y un tramo de colector dirigido hacia la disposición final.

La alternativa "B", con respecto a Chimalpa ya tiene establecido su sistema y desalojo, San Bartolo no cuenta con infraestructura, ni con un espacio destinado para el tratamiento de aguas residuales. Se podrá pensar, ¿porqué no conectar directamente al Colector de la Zona Norte?, esto no es factible debido a que se interpone la vía férrea, ductos de PEMEX y el cauce del río Papalotla.

Por lo que resulta satisfactorio unir a San Bartolo y Chimalpa a través de un colector y disponer las aguas residuales en un sólo lugar, es decir la alternativa "A" es la elegida.

Descripción del Proyecto

Ya se han descrito las características generales del lugar, el objeto de estudio se relaciona con la problemática en materia sanitaria, por lo que a continuación se describe el proyecto para cubrir el objetivo del presente trabajo.

De acuerdo a la zonificación del Municipio de Chiautla que se observa en la fig. 2.7, se forman los sistemas de captación de aguas negras dirigidas hacia un tratamiento final.

A continuación se describen las soluciones a los sistemas de cada zona.

Zona Norte

Se contempla la construcción de un Colector General Sanitario sobre la ribera del río Papalotla con la posibilidad de descargar las aguas residuales a una laguna de oxidación o planta tratadora ubicada en Ocopulco, o bien que el colector continúe aguas abajo para su tratamiento y reutilización. (Se tiene contemplada la construcción de una planta de tratamiento en la zona del caracol, ubicada en el vaso del Lago de Texcoco, obra propuesta por la C.E.A.S.).

A este Colector General descargarán las aguas residuales de los sistemas de Tepetitlán, Ixquitlán, Tlaltecahuacán, San Lucas, Ocopulco y La Concepción, aunque también se contempla la posibilidad de que se conecte el Municipio de Tepetlaoxtoc y Papalotla.

Zona Centro - Sur

Se da solución a este sistema, por medio de tres colectores. De acuerdo a la topografía existente en esta zona, se divide en dos partes delimitadas por la Av. del Trabajo; las aguas residuales serán conducidas hasta un cárcamo de bombeo ya existente, localizado en la rivera del río Xalapango y que actualmente resulta insuficiente, por lo que las autoridades municipales y estatales a través de la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (CEAS) han considerado realizar obras de infraestructura sanitaria, la construcción de un nuevo cárcamo de bombeo y un Colector Intermunicipal (Texcoco, Chiautla, Chiconcuac y Atenco) situado sobre la rivera del mismo río, con destino final a una planta de tratamiento en el Municipio de Atenco.

A esta zona oriente le corresponde la comunidad de Atenguillo, Amajac, Nonoalco, parte de San Sebastián y de San Juan.

La zona poniente incluye dos colectores que descargarán al proyectado Colector Intermunicipal por gravedad, esta zona se integra por: San Francisco, Sta. Catarina, Huitznahuac y parte de San Sebastián y de San Juan. De esta manera se evita que estas tres últimas comunidades descarguen en el cárcamo de bombeo que da servicio a la Zona Oriente.

Sistema de Alcantarillado Chimalpa

Este sistema está casi definido, pues Chimalpa cuenta con la infraestructura sanitaria, a ella se va a integrar por medio de un colector a San Bartolo, la disposición final de sus aguas residuales es a una planta de tratamiento localizada cerca de los límites con Tezoyuca.

Esta solución se planteó de este modo, debido a la pendiente natural del terreno, la infraestructura sanitaria existente y el aislamiento de estas comunidades con respecto a las otras.

Zona Norte.

- * Ocopulco y La Concepción
- * Tepetitlán
- * Tlaltecahuacán
- * San Lucas
- * Ixquitlán

Ocopulco y La Concepción

Ocopulco, es una de las poblaciones que cuenta con la infraestructura desde hace varios años.

Su sistema está compuesto en un 100% por tubería de concreto simple de 30 cm. de diámetro, dirigiendo su colector de descarga hacia el río Papalotla, sobre la calle "Año Internacional del Niño". Esta descarga desemboca donde el Colector Sanitario de la Zona Norte, tiene contemplada la construcción del cárcamo de bombeo, lo que permite verter el agua residual sin ningún problema de niveles de arrastre.

Al igual que todos los sistemas existentes, éste no fue la excepción y se construyó hace más de doce años, sin embargo cumple con las normas mínimas requeridas para un buen funcionamiento.

La Concepción se localiza en la parte alta al noroeste del Municipio.

Debido a la pendiente de terreno natural su aportación de aguas negras está dirigida hacia la comunidad de Ocopulco.

El análisis hidráulico con una población de proyecto de 4 020 habitantes, nos da como resultado un gasto máximo extraordinario de 27.90 lts./ seg., valor que por normas alcanza tubería con diámetro de 25 cms., sin embargo, el diámetro comercial y propuesto será de 30 cms., facilitando así su mantenimiento.

Las características de ambos sistemas se pueden ver en los planos no. 1 para Ocopulco y no. 2 para La Concepción.

Tepetitlán

Su sistema se construyó por la comunidad, hace aproximadamente 12 años, cubriendo un 80% de la localidad. Está conformado por tubería de concreto simple de 30 y 45 cm. de diámetro. La administración de éste sistema es controlado por el comité de drenaje local.

El planteamiento que se tiene para esta comunidad es conectar el sistema de atarjeas al Colector General Sanitario de la Zona Norte y dejar de descargar al río Papalotla. Esto daría como resultado que las aguas residuales sean conducidas hacia la planta de tratamiento (a futuro), por consiguiente la administración pasará a manos del Municipio.

Es importante señalar que la red no fue calculada de acuerdo a las necesidades de aquél tiempo, por lo que en un 90 % la tubería es de 45 cm. de diámetro, provocando que el tubo tenga un tirante mínimo.

Tlaltecahuacán

Periodo Económico de Diseño

Los elementos principales para determinar el periodo económico de diseño del sistema en proyecto, esta basado en la acumulación de "Longitudes de Servicio", es decir, la totalidad del escurrimiento que es posible establecer, de acuerdo a la traza urbana, contempla las influencias que existirán en las zonas actuales no habitadas parcial o totalmente; la vida útil de los materiales que serán empleados para su construcción, así como las recomendaciones que nos ofrecen las Normas de Alcantarillado Sanitario (no 2, de las condiciones en que se basará el diseño), por lo que adoptamos como periodo económico de diseño un valor de 15 años.

Así tenemos que la longitud de servicio abarca 3 660 metros, con la cual se puede establecer la densidad general de población de esta localidad.

Para obtener la densidad de población a utilizar, dividiremos la población de proyecto (3 925 hab.) entre la longitud total de atarjeas, garantizando así la capacidad de servicio

$$D = (\text{Población}) / (\text{Longitud})$$

$$D = (3\ 925) / (3660) = 1.07240 \text{ hab./metro}$$

Cálculo de Población Futura

La determinación de la población de proyecto o población futura, es el principio fundamental para el cálculo de los gastos del sistema y por consiguiente de las demandas que deberán cubrirse para el correcto funcionamiento del mismo.

Esta proyección de población se efectuará, empleando cuatro métodos estadísticos tradicionales, por medio de simulaciones matemáticas y por último aplicando tasas de crecimiento poblacional, en donde intervienen como datos básicos el período de proyecto y los censos registrados en las últimas décadas.

Los métodos empleados son:

- Geométrico
- Mínimos Cuadrados
- Incremento Medio Total
- Ley de Malthus

MÉTODO GEOMÉTRICO

AÑO	Nº HABS.	INCREMENTO	INCREMENTO ANUAL
1950	211	---	---
1960	249	38	18.01
1970	361	112	44.98
1980	507	146	40.44
1994	2 090	1 583	312.23
		SUMA =	415.66

$$\% \text{ DE INCREMENTO ANUAL} = 415.66/44 = 9.44$$

$$Pf = Pa + (Pa \times N)/100$$

Pf = Población futura al año deseado.

Pa = Población actual (último censo).

N = % de incremento anual x Nº de años.

$$N = (9.44)(15) = 141.6$$

$$Pf(2009) = 2\,090 + (2\,090 \times 141.6)/100 = 5\,050$$

POBLACIÓN FUTURA AL AÑO 2009 = 5 050.Habs.

MÉTODO DE MÍNIMOS CUADRADOS

X	Y	X ²	XY
1 950	211	3 802 500	411 450
1 960	249	3 841 600	488 040
1 970	361	3 880 900	711 170
1 980	507	3 920 400	1 003 860
1 994	2 090	3 976 036	4 167 460
$\Sigma X=9\,854$	$\Sigma Y=3\,418$	$\Sigma X^2=19\,421\,436$	$\Sigma XY=6\,781\,980$

Se establece el siguiente sistema de ecuaciones:

$$3418 = 5a + 9854b \quad \text{ec. 1}$$

$$6781980 = 9854a + 19421436b \quad \text{ec. 2}$$

De ec. 1 despejamos a

$$a = (3418 - 9854b)/5$$

Sustituyendo a en ec. 2

$$6781980 = 9854[(3418 - 9854b)/5] + 19421436b$$

$$6781980 = 6736194.4 - 19420263b + 19421436b$$

$$45785.6 = 1112.8b$$

$$b = 39.04$$

$$a = [3418 - 9854(39.04)]/5$$

$$a = -76255.57$$

$$Y = 39.04x - 76255.57$$

$$Y_{(2009)} = 39.04(2009) - 76255.57$$

$$Y_{(2009)} = 2174.91$$

POBLACIÓN FUTURA AL AÑO 2009 = 2 175 HABS.

MÉTODO DEL INCREMENTO MEDIO TOTAL

AÑO	Nº HABS.	LOG. HABS.	LOG. (1 + r)
1950	211	2.324282455	---
1960	249	2.396199347	0.007191689
1970	361	2.557507202	0.016130785
1980	507	2.705007959	0.014750076
1994	2090	3.320146286	0.043938452
		SUMA	0.082016002

$$\text{PROMEDIO} = 0.082016002 / 4 = 0.020504$$

$$\text{Log. Pf} = \text{Log. Pa} + n \text{Log. (1 + r)}$$

Pf = Población futura al año deseado.

Pa = Población actual (último censo).

N = número de años censales.

$$\text{Log. Pf (2009)} = 3.320146286 + (15 \times 0.020504)$$

$$\text{Log. Pf (2009)} = 3.627706286$$

$$\text{Pf (2009)} = 4\ 243$$

$$\text{POBLACIÓN FUTURA AL AÑO 2009} = 4\ 243 \text{ Habs.}$$

MÉTODO DE LA LEY DE MALTHUS

AÑO	Nº HABS	INCREMENTO	PORCENTAJE
1950	211	---	---
1960	249	38	18 01
1970	361	112	44 98
1980	507	146	40 44
1994	2 090	1 583	312 23
		SUMA =	415 66

$$\text{PROMEDIO ARITMÉTICO} = (415.66 / 4 \times 100) = 1.04$$

$$\text{Pf} = \text{Pa}(1 + \alpha)^n$$

Pf = Población futura al año deseado.

Pa = Población actual (último censo).

α = Promedio aritmético.

N = Número de años censales en décadas

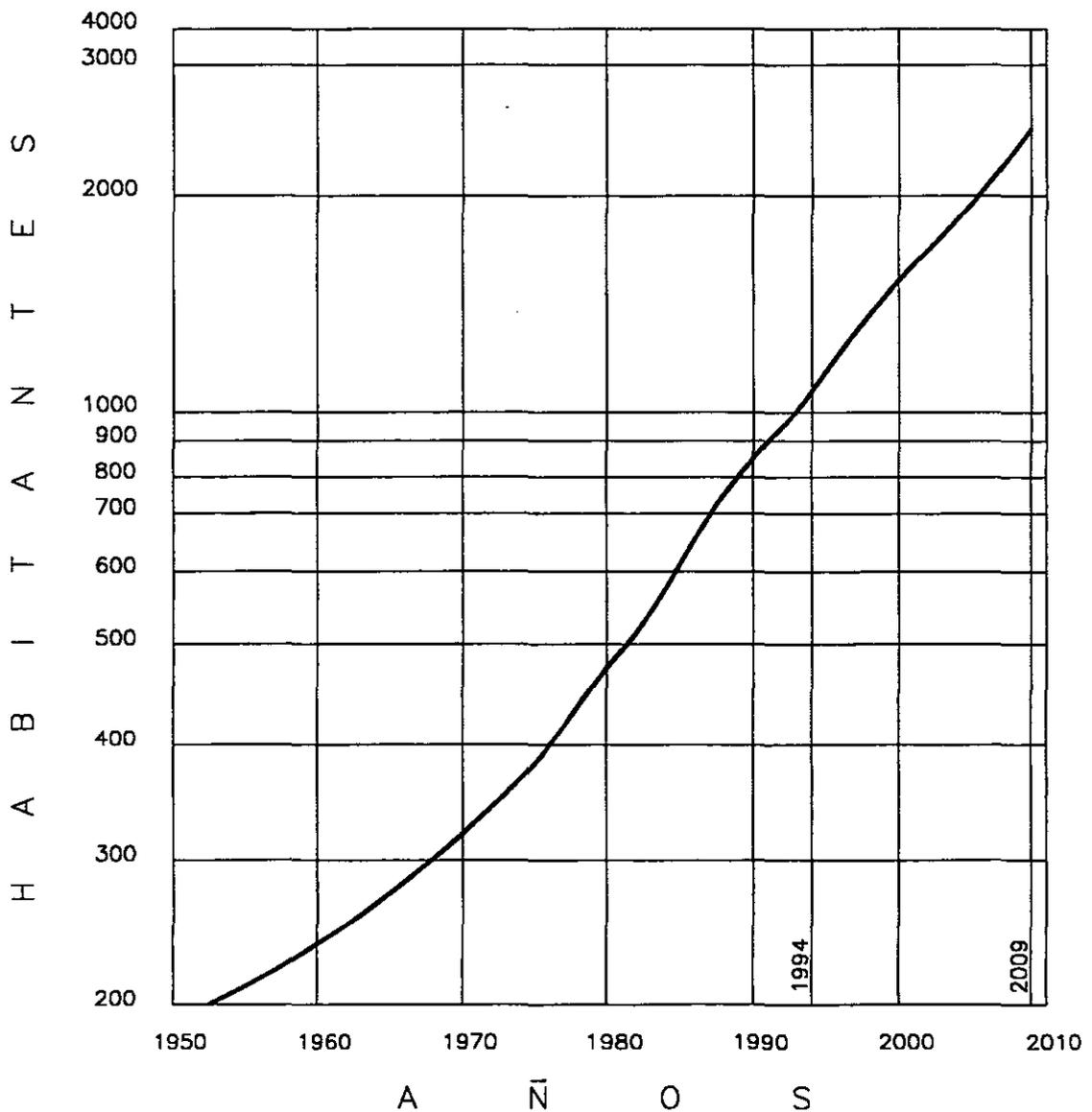
$$Pf(2009) = (2\ 090) (1 + 1.04)^{1.5} = 6\ 090$$

POBLACIÓN FUTURA AL AÑO 2009 = 6 090 Habs.

MÉTODO GRÁFICO

Se realiza graficando los datos de crecimiento histórico, extrapolarlo el comportamiento de la curva hasta los periodos que se establezcan.

Fig. 3.1. Crecimiento y Simulación Poblacional para la comunidad de Tlaltecahuacán



TASAS DE CRECIMIENTO POBLACIONAL

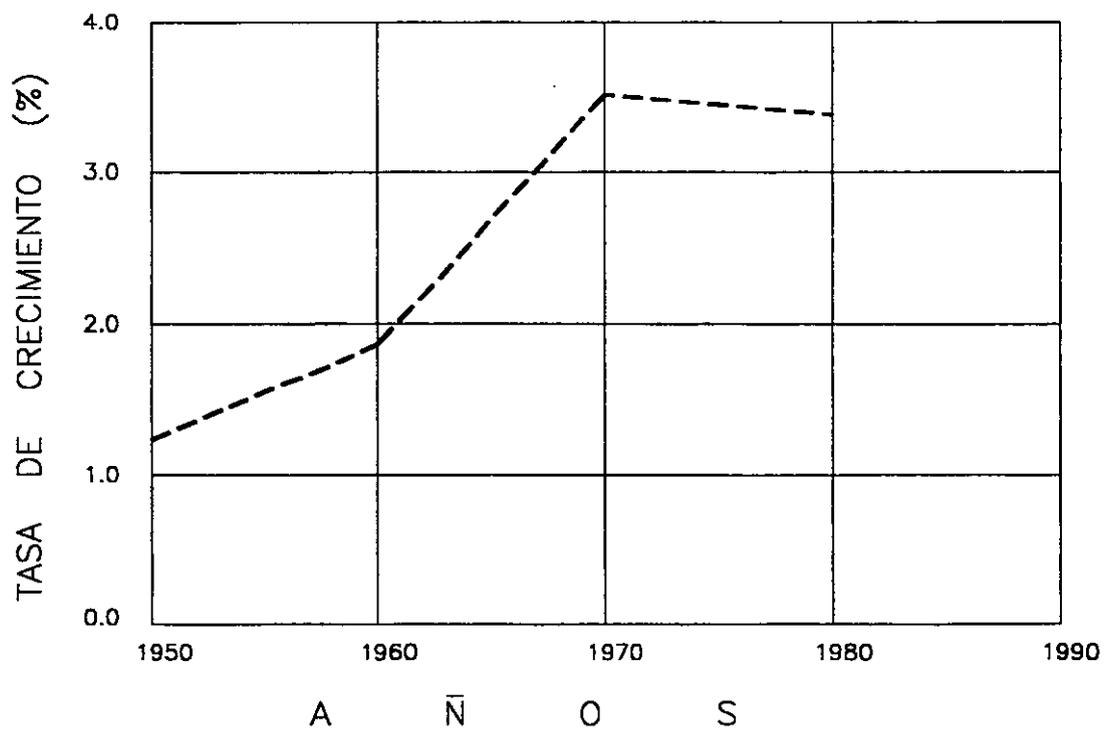
El comportamiento poblacional en Tlaltecahuacán ha sido en parte incierto según muestran las cifras de los censos, a excepción de la década de 1930 - 1940, se observa un descenso muy marcado en la tasa pasando del -6.52% al 1.21% en tan sólo 10 años; después se presenta un lapso de crecimiento acelerado, llegando a valores superiores del 3.00% desde 1970 a la fecha.

Para estimar la población de proyecto siguiendo las tasas de crecimiento, se utilizará el criterio de disminuir la tasas de crecimiento rápidamente entre los años 1994 a 1999 para llegar al 2.75% de 1999 a 2004 con 2.25% y en el último periodo llegar al 2.00%. De tal forma que al final del periodo de proyecto propuesto (2009) llegamos a una población de 2 954 habitantes, las cifras parciales anuales se muestran a continuación.

AÑO	POBLACIONAL	TASA
1950	211	
1960	249	1.67
1970	361	3.78
1980	507	3.45
1994	2 090	10.65
1995	2 147	2.75
1996	2 207	2.75
1997	2 267	2.75
1998	2 230	2.75
1999	2 394	2.75
2000	2 447	2.75
2001	2 503	2.25
2002	2 559	2.25
2003	2 616	2.25
2004	2 675	2.25
2005	2 729	2.00
2006	2 783	2.00
2007	2 839	2.00
2008	2 896	2.00
2009	2 954	2.00

En la fig. 3.2 se muestran estos cambios que generan las tasas históricas censales.

Fig. 3.2 Tasas de Crecimiento Poblacional por Censos de Tlaltecahuacán



Para obtener el valor real de la población de proyecto se obtiene el promedio aritmético de los resultados obtenidos a excepción del Método de Mínimos Cuadrados y el de la Ley de Malthus, para evitar el diseño de la obra con capacidad errónea a la realmente necesaria, se tiene:

MÉTODO	POBLACIÓN
Geométrico	5 052
Incremento Medio Total	4 243
Gráfico	2 954
Tasa de Crecimiento	3 450

El promedio es de 3 925 habitantes.

Para esta comunidad se cuenta con los siguientes Datos de Proyecto.

Población Censo Oficial (1980)	507 Hab.
Población Actual Estimada (1994)	2 090 Hab.
Población de Proyecto (2009)	3 925 Hab.
Dotación	150 Lts./Hab./Día
Aportación	120 Lts./Hab./Día
Sistema	Separado (Aguas Negras)
Fórmulas:	Harmon y Manning
Longitud de Red:	3, 660 Metros
Sistema de Eliminación:	Gravedad
Naturaleza del Sitio de Vertido	Colector Marginal Municipal
Coefficiente de Previsión o Seguridad	1.5
Velocidades:	
Mínima	0.30 m./seg.
Máxima	3.00 m./seg.
Gastos:	
Mínimo	2.72 L.p.s
Medio	5.45 L.p.s.
Máximo Instantáneo	18.21 L.p.s.
Máximo Extraordinario	27.31 L.p.s.

Dotación

Para determinar el volumen inmediato y futuro de líquido requerido por los habitantes, se tomó en cuenta el número de habitantes y el tipo de clima predominante en la zona, dado que se tiene una población de proyecto de 3320 habitantes totales y un clima templado subhúmedo, le corresponde una dotación de acuerdo a normas de 125 lts./hab./día., se ha demostrado que al existir tomas domiciliarias el consumo tiende a incrementarse, por lo que para cubrir esto se le da un valor de 150 lts./hab./día.

Aportación

El 80 % de la dotación se toma como el líquido que captará finalmente la red de atarjeas, por lo que el valor de la aportación se obtiene por:

$$\text{Aportación} = (150 \text{ lts./hab./día})(0.80)$$

$$\text{Aportación} = 120 \text{ lts./hab./día.}$$

Coefficientes y Fórmulas

Para cuantificar la oscilación máxima instantánea presentada en las aportaciones de aguas negras, tenemos el Coeficiente de Harmon, cuya expresión es la siguiente:

$$\text{Coeficiente de Harmon } M = 1 + 14 / [(4 + P^{1.2})]$$

$$M = 1 + 14 / (4 + 3.925)$$

$$M = 1 + 2.34.06 = 3.3407$$

Este coeficiente se aplica directamente al Gasto Medio para obtener el Gasto Máximo Instantáneo.

Otro coeficiente que se emplea (Coeficiente de Seguridad), es un factor que se aplica para tener un cierto margen de seguridad y absorber los posibles excesos en la aportaciones que pueda recibir la red de atarjeas por concepto de captación de aguas pluviales, o por la aportación de aguas negras producto de un crecimiento demográfico explosivo e inesperado

Para este caso el valor del coeficiente de seguridad será de 1.5 dado que las aguas pluviales serán desalojadas utilizando otro medio (sistema separado). Este valor se aplica al Gasto Máximo Instantáneo para obtener el Gasto Máximo Extraordinario.

Gastos de Diseño

El análisis para la determinación de los diferentes gastos de diseño, es la base fundamental en la planeación y dimensionamiento de las estructuras componentes del proyecto ejecutivo de alcantarillado sanitario, considerando que sólo existirán aportaciones de uso doméstico, ya que el nivel freático se encuentra muy por debajo del nivel de plantilla de las atarjeas como para influir en el gasto a conducir.

Cálculo de Gastos:

$$Q_{Med.} = (\text{Pob. Proy.} \times \text{Aportación}) / (\text{No. de segundos al día})$$

$$Q_{Med.} = (3\,925 \times 120) / (86400) = 5.45 \text{ L.p.s.}$$

$$Q_{Min.} = 0.50 \times Q_{med.}$$

$$Q_{Min.} = 0.50 \times 5.45 = 2.72 \text{ L.p.s.}$$

$$Q_{Máx. Inst.} = M \times Q_{Med.}$$

$$Q_{Máx. Inst.} = 3.3407 \times 5.45 = 18.21$$

$$Q_{Máx. Ex.} = 1.5 \times Q_{Máx. Inst.}$$

$$Q_{Máx. Ex.} = 1.5 \times 18.21 = 27.31 \text{ L.p.s.}$$

Velocidades de Diseño

Las velocidades mínimas y máximas de escurrimiento en las tuberías, para gastos mínimos se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 0.30 mts./seg para gastos máximos la pendiente máxima que produce una velocidad de 3.00 mts./seg. funcionando a tubo lleno

Para cálculos de las velocidades se utilizó el Nomograma de Manning, cuya expresión es:

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

Donde:

V= Velocidad

R = Radio Hidráulico

S = Pendiente

n = Coeficiente de rugosidad del tubo

Descripción de las partes componentes del Sistema.

Colector

Se tendrá un colector al cual convergerán y descargarán todos los ramales que conforman la red de atarjeas, denominándolo Colector "Olivos". Su trayecto inicia en la esquina formada por las calles de Azucena y Nardo, prolongando su desarrollo sobre toda la Avenida de los Olivos hasta donde termina ésta, lugar propicio para entroncar con el Colector Marginal Municipal.

Las condiciones topográficas que imperan en el terreno por donde cruza el colector, es prácticamente plano en todo su desarrollo, por lo que implica usar una pendiente hidráulica mínima (2 milésimas para tuberías con diámetro de 30 centímetros) ocasionando tener velocidades, con los gastos mínimos y máximos, inferiores a las recomendadas en la normatividad vigente, sobre todo en el tramo B - C. Sin embargo, la diferencia entre lo recomendado y los resultados arrojados no son muy significativos de tal manera que podemos tomar como buenas las pendientes mínimas utilizadas.

A continuación se tiene a manera de ejemplo el cálculo hidráulico para el cruce A - B

La población para este cruce, se determina de la siguiente manera:

Densidad de Población x Longitud Acumulada para el Tramo

$$P = (1.0724)(1\ 351)$$

$$P = 1\ 449 \text{ Hab.}$$

$$M = 1 + 14 / [(4 + (P)^{1/2})]$$

$$M = 1 + 14 / 4 + (1.449)^{1/2}$$

$$M = 1 + 2.69 = 3.69$$

$$Q_{Med} = (\text{Pob. Proy.} \times \text{Aportación}) / (\text{No. de segundos al día})$$

$$Q_{Med} = (1\ 449 \times 120) / (86400) = 2.01 \text{ L.p.s.}$$

$$Q_{Min} = 0.50 \times Q_{med}$$

$$Q_{Min} = 0.50 \times 2.01 = 1.00 \text{ L.p.s.}$$

$$Q_{Máx. Inst.} = M \times Q_{Med}$$

$$Q_{Máx. Inst.} = 3.69 \times 2.01 = 7.42$$

$$Q_{Máx. Ext.} = 1.5 \times Q_{Máx. Inst.}$$

$$Q_{Máx. Ext.} = 1.5 \times 7.42 = 11.13 \text{ L.p.s.}$$

El diámetro y la pendiente, de acuerdo a la tabla de Pendientes máximas y mínimas V.C. 1978, de las Normas Técnicas Complementarias, nos da un valor de $S = 0.004$ y un diámetro de tubo de 20 cm. de acuerdo al terreno natural, el valor de la pendiente que se propone es de $S = 0.006$ y un diámetro de tubo comercial de 30 cm.

Se procede a calcular el gasto a tubo lleno.

$$Q = A/n R^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = (0.0706)/(0.013) (0.0749)^{2/3} (0.006)^{1/2}$$

$$Q = 74.90 \text{ lt./seg.}$$

La velocidad a tubo lleno será:

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

$$V = (1/0.013) (0.0749)^{2/3} (0.006)^{1/2}$$

$$V = 1.06 \text{ m/seg.}$$

Se obtiene ahora la velocidad efectiva a gasto mínimo y máximo

Se tiene la relación de gastos para la velocidad mínima

$$R_{Q_{\min}} = Q_{\min.}/Q_{\text{Tub. Lleno}} = 1.00/74.90$$

$$R_{Q_{\min}} = 0.013$$

En el Nomograma de Manning se traza una línea horizontal con este valor en la escala de gastos y se lee el valor en la escala de velocidades, se obtiene.

$$RV_{Q_{\min}} = 0.34$$

Por lo tanto la velocidad mínima es:

$$V_{Q_{\min}} = V_{\text{Tub. Lleno}} \times RV_{Q_{\min}}$$

$$V_{Q_{\min}} = (1.06)(0.34)$$

$$V_{Q_{\min}} = 0.36 \text{ m/seg.}$$

Se procede de la misma forma para la obtención de la velocidad máxima.

$$R_{Q_{\text{máx}}} = Q_{\text{máx}} / Q_{\text{Tub. Lleno}} = 11.13/74.90$$

$$R_{Q_{\text{máx}}} = 0.15$$

$$RV_{Q_{\text{máx}}} = 0.72$$

Por lo tanto la velocidad máxima es:

$$V_{Q_{\text{máx}}} = V_{\text{Tub. Lleno}} \times RV_{Q_{\text{máx}}}$$

$$V_{Q_{\text{máx}}} = (1.06)(0.72)$$

$$V_{Q_{\text{máx}}} = 0.76 \text{ m/seg.}$$

Haciendo uso del Nomograma de Manning, partiendo del valor del diámetro $D = 30$ cm. y la pendiente $S = 0.006$, se traza una línea uniendo ambos valores obteniendo:

$$Q_{\text{Tub. Lleno}} = 0.75 \text{ lt./seg y } V_{\text{Tub. Lleno}} = 0.99 \text{ m/seg.}$$

Comprobando que llegamos a los mismos valores analíticamente o gráficamente

Se anexa el Nomograma para ilustrar estos valores.

En la tabla No. 3.1. muestra el Análisis Hidráulico del Colector Olivos, detallando el funcionamiento hidráulico para cada uno de los tramos que lo conforman.

El sistema de este colector se observa en el plano 3.

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

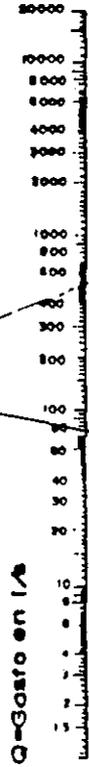
$$n = 0.013$$



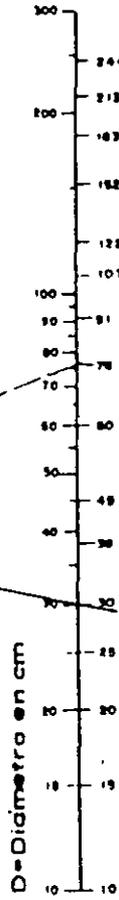
S = Pendiente hidráulica en milésimas



V = Velocidad en m/s



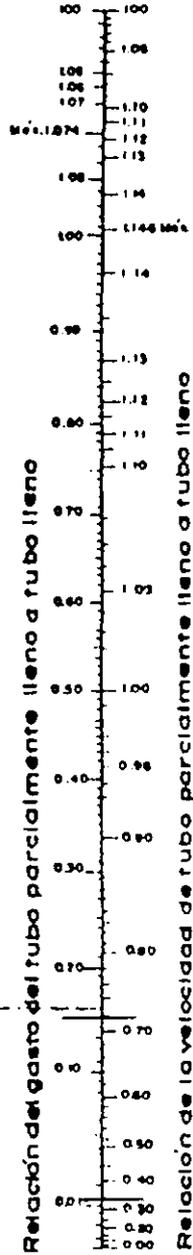
Q = Gasto en l/s



D = Diámetro en cm



Relación del tirante del tubo parcialmente lleno a tubo lleno



Relación del gasto del tubo parcialmente lleno a tubo lleno

Relación de la velocidad de tubo parcialmente lleno a tubo lleno

Ejemplo: D = 76 cm. con S = 2 milésimas, uniendo los puntos de estos datos se obtienen Q tubo lleno = 516 lt/seg y V tubo lleno = 1.14 m/seg. Si circularan 80 lt/seg. con S = 2 milésimas, se calcula $R_0 = \frac{80}{516} = 0.16$ que llevado a su escala permite obtener $R_p = 0.73$ y $R_v = 0.27$ mediante los cuales se calculan:

$V_{parc. lleno} = 1.14 \times 0.73 = 0.83$ m/seg
 $T_{parc. lleno} = 0.27 \times 0.76 = 0.21$ m

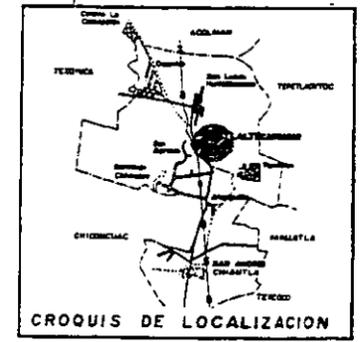
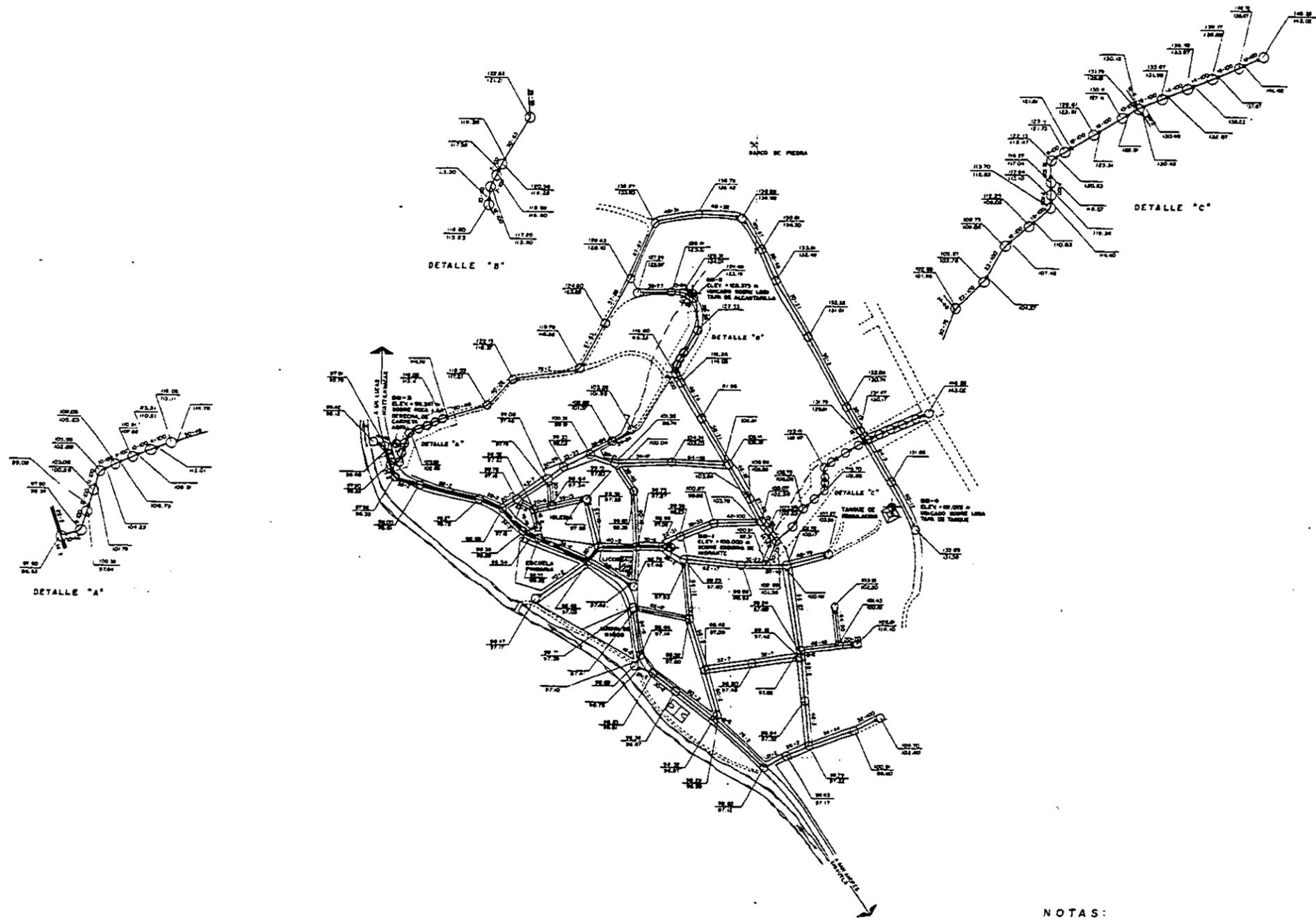
Calcularon Ing. R. Popote E. - R. Guzmán Revisó Ing. S. Lugo N.

JULIO 1930
 Conforme
 ING. ULISES
 Actualizó Julio Vargas R.

SAHOP	SUBDIRECCION DE PROYECTOS
	ALCANTARILLADO NOMOGRAMA DE MANNING n = 0.013

3.1. Tabla de Cálculos Hidráulicos del Colector Olivos (Tlaltecuhacán).

Cruce Comunidades	Longitudes (m)			Población Servida (Acumulada)	Coef. Harmon	Gastos de Aguas Negras (Lts./seg.)				Pendiente (milésimas)	Diámetro de tubo (cm.)	Funcionamiento Hidráulico			
	Propia Del tramo.	Tributaria en el cruce.	Acumulada para el tramo.			Mín.	Med.	Máx.	Máx. Ext.			Tubo Lleno		Velocidad Efectiva	
												Gasto (lts./seg.)	Velocidad (m./seg.)	Mínimo (m./seg.)	Máximo (m./seg.)
A - B	30	1,314	1,344	1,441	3.69	1.00	2.00	7.39	11.08	6	30	74.90	1.06	0.36	0.76
B - C	40	1,488	1,528	1,638	3.65	1.13	2.27	8.30	12.46	2	30	43.24	0.61	0.25	0.41
C - D	20	1,582	1,602	1,718	3.63	1.19	2.38	8.67	13.01	13	30	110.25	1.56	0.48	1.01
D - E	56	1,672	1,728	1,853	3.61	1.28	2.57	9.29	13.94	2	30	43.24	0.61	0.27	0.54
E - F	19	1,873	1,892	2,029	3.58	1.41	2.81	10.09	15.13	2	30	43.24	0.61	0.28	0.55
F - G	34	2,202	2,236	2,398	3.52	1.66	3.33	11.73	17.60	2	30	43.24	0.61	0.30	0.58
G - H	28	2,236	2,264	2,428	3.52	1.68	3.37	11.86	17.80	2	30	43.24	0.61	0.30	0.58
H - I	68	2,264	2,332	2,500	3.50	1.73	3.47	12.18	18.27	2	30	43.24	0.61	0.30	0.58
I - J	28	2,332	2,360	2,531	3.50	1.75	3.51	12.32	18.47	2	30	43.24	0.61	0.30	0.59
J - K	14	2,360	2,374	2,546	3.50	1.77	3.53	12.38	18.57	2	30	43.24	0.61	0.31	0.59
K - L	22	2,903	2,925	3,137	3.42	2.18	4.35	14.92	22.39	2	30	43.24	0.61	0.32	0.61
L - M	14	3,925	2,939	3,152	3.42	2.19	4.37	14.99	22.48	48	30	211.86	3.00	0.92	1.92



DATOS DE PROYECTO

Población actual estimada (1994)	2,080 Hab.
Población en proceso (2008)	3,925 Hab.
Densidad	100 Hab./Km ²
Afluencia (80% de la afluencia)	100 Litros/Hab/Día
Sistema	SEPARADO (AGUAS NIEGRAS)
Términos	INDIVIDUAL Y MANEJO
Longitud de la red	3640 m
Horizontales del plano de vertido	COLECTOR MANEJO MUNICIPAL
Sistema de limpieza	GRAVEDAD
Coefficiente de seguridad	1.5
Velocidades:	
Mínima	0.30 m/s
Máxima	3.00 m/s
Costos:	
Máximo	2.31 L.S.A.
Medio	4.81 L.S.A.
Módulo normalizado	15.70 L.S.A.
Módulo de funcionamiento	23.33 L.S.A.

SIMBOLOGIA

- EDIFICACIONES HABITANTES
- FUENTE O ALCANTARILLA
- TUBERIA
- LÍNEAS DE CALLES Y ATARJEAS
- POZO DE VISITA COMÚN
- POZO ABONADO
- CAJÓN LIBRE
- COLECTOR
- EDIFICIO (CONTIENE PENDIENTE - DIÁMETRO (m) (señalamiento) (m) (señalamiento de POZO)
- EQUIPAMIENTO O BARRIO
- ELEVACION DE TERRENO
- ELEVACION DE PLANTILLA

NOTAS:

- LOS DIÁMETROS DE TUBERÍA NO INDICADOS EN LOS TRAMOS SERÁN CONSIDERADOS DE 30 CM.
- LAS COTAS SIGEN AL DIBUJO.



MUNICIPIO DE CHITULA, ESTADO DE MEXICO	
PROYECTO	ALCANTARILLADO SANITARIO
UBICACION	TUALTECARHUACÁN
PLANO	PROYECTO EJECUTIVO
NO.	3

Red de Atarjeas

La red de atarjeas empleará en su totalidad tubería de 30 cm. de diámetro y estará dividida en dos zonas de influencia: La Zona Norte cuyo desalajo se hará a través del Colector "Olivos" y la Zona Sur que descargará directamente al Colector Marginal Municipal debido a la corta distancia que se tiene con éste.

La mayor parte de tubería será de concreto simple, salvo los cruces de arroyos que atraviesan la Localidad, serán de acero. El desarrollo total alcanzado por la red de atarjeas de proyecto es de 3660 metros, 36 metros de tubería de acero y los 3624 restantes de concreto simple, repartida por zonas como se indica a continuación.

TIPO DE TUBERÍA	ZONAS DE SERVICIO	
	NORTE	SUR
CONCRETO SIMPLE	2, 588	1, 036
ACERO	36	-----
TOTALES	2, 624	1, 036

En algunas partes de la red de atarjeas, donde las pendientes del terreno son muy fuertes (ladera del cerro), se diseñaron utilizando pendientes de 100 milésimas, según autorización y recomendación expresa de la Dirección de Proyectos de la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (C E A S), siguiendo el criterio de abatir costos constructivos al disminuir considerablemente el número de pozos de visita y cajas de caída adosadas.

Descargas Domiciliarias

Para determinar el número de descargas domiciliarias actuales, se utiliza la población actual dividida entre la densidad de población promedio:

$$\text{Descargas Actuales} = (\text{Pob. Actual}) / (\text{Densidad})$$

$$\text{Descargas Actuales} = (2090) / (6) = 348$$

Con respecto a las descargas domiciliarias de construcción futura, se calcularon de la siguiente forma:

$$\text{Descargas Futuras} = (\text{Pob. Proyecto} - \text{Pob. Actual}) / \text{Densidad}$$

$$\text{Descargas Futuras} = (3925 - 2090) / 6 = 306$$

En resumen se tienen 348 descargas de construcción actual o inmediata y 306 de construcción futura.

Ver plano no. 3. Sistema de alcantarillado de Tlaltecahuacán

El cálculo de población futura se lleva a cabo por medio de los mismos métodos empleados para la comunidad anterior.

Para obtener el valor definitivo de la población de proyecto, se realiza el promedio aritmético de los resultados anteriormente obtenidos con la excepción del Método de Mínimos Cuadrados y el Método del Incremento Medio Total, para evitar diseñar la obra con capacidad errónea a la necesaria, se tiene entonces:

MÉTODO	POBLACIÓN
Geométrico	4 100
Ley de Malthus	4 074
Gráfico	3 194
Tasa de Crecimiento	3 396

Finalmente se tiene un promedio de 3 691 habitantes.

A continuación se describe cada punto para la ejecución del proyecto de alcantarillado de esta zona.

Datos básicos de diseño.

Población último Censo Oficial	1, 023 Hab.
Población Actual estimada	2, 180 Hab.
Población de Proyecto	3 691 Hab.
Dotación	150 Lts./Hab./Día
Aportación	120 Lts./Hab./Día
Sistema	Separado (Aguas Negras)

Fórmulas:	Harmon y Manning
Longitud de Red:	6, 279 m.
Sistema de Eliminación:	Gravedad
Naturaleza del sitio de Vertido	Colector Marginal Municipal

Coefficiente de Previsión o Seguridad

1.5

Velocidades:

Mínima	0.30 m/seg.
Máxima	3.00 m/seg.

Gastos:

Mínimo	2.56 L.p.s
Medio	5.13 L.p.s.
Máximo Instantáneo	17.24 L.p.s.
Máximo Extraordinario	25.86 L p s.

El proceso para realizar el análisis hidráulico es el mismo que para Tlaltecahuacán

$$\text{Coeficiente de Harmon} \quad M = 1 + 14/[4 + (P)^{1/2}]$$

$$M = 1 + 14/[4 + (3.691)^{1/2}]$$

$$M = 1 + 2.3644 = 3.3644$$

Gastos de diseño.

$$Q_{\text{Med.}} = 5.13 \text{ L.p.s.}$$

$$Q_{\text{Mín.}} = 2.56 \text{ L.p.s}$$

$$Q_{\text{Máx. Inst.}} = 17.24 \text{ L. L.p.s.}$$

$$Q_{\text{Máx. Ext.}} = 25.86 \text{ L.p.s}$$

Así tenemos que la longitud total o longitud de servicio abarca 6 279 m., con la cual se puede establecer la densidad general de población que se tendrá.

Descripción de las partes que componen al Sistema.

El planteamiento general, es dividir el área de proyecto en dos zonas de servicio (dado que no existe alcantarillado sanitario). La primer zona comprende las porciones, centro, norte y poniente de San Lucas Huitzilhuacán, la segunda zona, más pequeña en magnitud, cubre la parte sur. Ambas descargarán en el Colector Marginal Municipal (en proyecto) que se construirá sobre la margen derecha del río Papalotla, aguas abajo, mismo que se ubica y escurre de sur a suroeste con respecto a la Localidad.

Descargas Domiciliarias

$$\text{No. de descargas Inmediatas} = (2\ 180) / (6) = 363$$

$$\text{No de descargas Futuras} = (3\ 691 - 2\ 180) / (6) = 252$$

El volumen de obra se obtuvo de acuerdo al siguiente criterio:

- | | |
|---|---------|
| a) Longitud de desarrollo promedio por descarga | 6.00 m. |
| b) Profundidad de conexión con la red | 1.50 m. |
| c) Profundidad del último registro de albañal | 0.50 m. |
| d) Ancho de cepa | 0.60 m. |

Las conexiones de las descargas con la red de atarjeas se elaborarán cada una de ellas mediante un slant y un codo de concreto simple de 45°, incluyendo el desarrollo con tubería de concreto simple de 15 cms. de diámetro

La longitud total desarrollada por las descargas domiciliarias se obtiene al multiplicar la longitud promedio considerada para cada descarga por el número de ellas, involucrando las de construcción inmediata y futura, cuyo valor es 4 758 m. totales.

Red de Atarjeas

Dado que el sistema se divide en dos zonas específicas de servicio y escurrimiento, se proyecta como redes de atarjeas separadas, teniendo cada una sitios diferentes de descarga. La longitud total de la red atarjeas es de 5 350m.

Para una mejor descripción, se denominará como red de atarjeas "Norte" y "Sur" respectivamente, teniendo como parteaguas la calle Salto del Agua.

Red de atarjeas Zona Norte.

Esta red dará servicio a aproximadamente al 60 % de la población y el sentido de escurrimiento será de poniente a oriente. Está constituida por 3 769 m., 3 739m. son de tubería de concreto simple de 30 cm. de diámetro y 30 m. de tubería lisa de acero del mismo diámetro.

Esta zona cuenta con las siguientes estructuras conexas:

82	Pozos de visita tipo "Comun"
82	Brocales y tapas de Concreto
13	Cajas de caída adosadas a pozos de visita

Red de Atarjeas Zona Sur.

El servicio que proporcionará esta red abarca prácticamente toda la zona sur del Municipio, absorbe el 25 % de las aguas servidas generadas por los habitantes de la Localidad Su longitud total es de 1,581 m., de los cuales 1 551 m. de tubería de concreto simple de 30 cm. de diámetro y 30 m de tubería lisa de acero 30 cm. de diámetro, ésta última utilizada para cruzar los arroyos con crecientes considerables en época de lluvias.

Por su pequeña magnitud, en cuanto a desarrollo, no se consideró necesario proyectar un colector para transportar las aguas servidas hasta el sitio de vertido, sino que descargaran directamente al Colector Marginal Municipal en proyecto en un sólo punto ubicado al inicio de la Localidad, por la salida hacia Tlaltecahuacán.

Las condiciones generales del terreno permiten ajustar el cálculo hidráulico a las pendientes máximas y mínimas con tubería de 30 cm. de diámetro de acuerdo a las Normas de Alcantarillado Sanitario.

Las obras complementarias para el correcto funcionamiento de esta red son:

30	Pozos de visita tipo "Común"
30	Brocales y tapas de concreto
2	Cajas de caída adosadas a pozos de visita

Colector Poniente.

La función principal de este colector es recoger únicamente las aguas aportadas por la red de atarjeas de la zona "Norte" y llevarlas al sitio de vertido, al emisor de proyecto.

Sigue su recorrido sobre La avenida Salvador Alarcón, iniciando justo en el cruce con la avenida Juárez (Pozo "A"). El desplazamiento de las aguas que conducirá será de oriente a poniente, llegando hasta la franja que limita San Lucas Huitzilhuacán con Ocopulco, lugar donde presenta una desviación en sentido sureste hasta llegar al emisor

Los caudales mínimos y máximos de proyecto que conducirá durante su funcionamiento serán de 1.15 y 18.93 litros por segundo. Poseerá una longitud de 929 metros, con tubería de 30 cms. de diámetro con rangos de pendiente entre 2 y 30 milésimas encontrándose dentro del rango establecido.

Emisor.

Este elemento del sistema, tiene como función principal, colectar, reunir, y trasladar todas las aguas servidas y verterlas al sitio de disposición final, en este caso, al Colector Marginal Municipal.

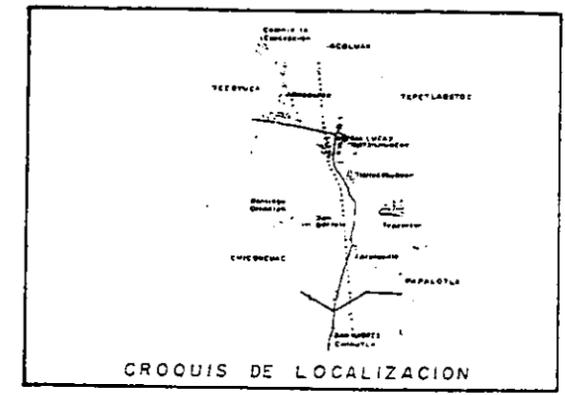
Se localiza al poniente de la mancha urbana, desplazándose en dirección oriente

Ver tabla 3.2. análisis hidráulico de San Lucas Huitzilhuacán.

Los detalles de este sistema se encuentran en el plano no. 4.

3.2. Tabla de Cálculos Hidráulicos para San Lucas Huitzilhuacán

Cruce Comunidades	Longitudes (m)			Población Servida (Acumulada)	Coef. Harmon	Gastos de Aguas Negras (Lts./seg.)				Pendiente (milésimas)	Diámetro de tubo (cm.)	Funcionamiento Hidráulico			
	Propia Del tramo.	Tributaria en el cruce.	Acumulada para el tramo.			Mín.	Med.	Máx.	Máx. Ext.			Tubo Lleno		Velocidad Efectiva	
												Gasto (Lts./seg.)	Velocidad (m./seg.)	Mínimo (m./seg.)	Máximo (m./seg.)
II - III	86	4,629	4,715	2,766	3.47	1.92	3.84	13.34	20.00	2	25	26.59	0.54	0.31	0.61
B - C	16	1,548	1,564	925	3.82	0.64	1.28	4.91	7.36	36	20	62.23	1.98	0.63	1.31



DATOS DE PROYECTO

Población actual-estimada (1994)	2,180 Hab.
Población de proyecto (2005)	3,691 Hab.
Detención	150 Lit/Mob/Día
Aportación (80% de la detención)	120 Lit/Mob/Día
Sistema	SEPARADO (AGUAS NEGRAS)
Fórmula	HARMON Y MANNING
Longitud de la red	6,279 m
Naturaleza del sitio de vertido	COLECTOR MARGINAL MUNICIPAL
Sistema de eliminación	GRAVEDAD
Coefficiente de seguridad	1.5
Velocidades:	
Mínimo	0.30 m/s
Máximo	3.00 m/s
Gastos:	
Mínimo	2.41 L.p.s.
Medio	4.82 L.p.s.
Máximo histórico	16.33 L.p.s.
Máximo extraordinario	24.48 L.p.s.

SIMBOLOGIA

- EDIFICACIONES IMPORTANTES
- VIA DE FERROCARRIL
- PUENTE O ALICANTARILLA
- RIO O ESCURRIMIENTO
- CARRERA DE ATARAJA ATARAJA
- POZO DE VISITA COMÚN
- CAIDA ADOSADA
- CAIDA LIBRE
- COLECTOR
- EMISOR
- LONGITUD - PENDIENTE - DIAMETRO
(m) (m/m) (cm)
- NUMERO DE POZO
- BANCO DE NIVEL
- ELEVACION DE TERRENO
ELEVACION DE PLANTILLA



MUNICIPIO DE CHIUTLA, ESTADO DE MEXICO			
PROYECTO	ALCANTARILLADO SANITARIO	PLANO No. 4	
UBICACION	SAN LUCAS HUIXTLELACÁN		
PLANO	PROYECTO EJECUTIVO		
ESC.	1:2000	ADQ.	M.S.



Ixquiltán

Esta población se encuentra asentada entre la rivera del río Papalotla y la falda del cerro, por lo que su crecimiento urbano es limitado. Su aportación de aguas negras es mínima. Paralela a la calle Independencia, pasa el Colector Sanitario Zona Norte, la línea de drenaje seguirá la trayectoria del Colector, con diámetro de tubo de 30 cm., aún cuando sólo tenga una población de proyecto de 1 414 hab. La pendiente de la calle Independencia es mínima.

La razón de colocar la red de drenaje sobre el colector es de tipo económico, ya que esta zona es rocosa y en este tramo el Colector Zona Norte alcanza los 3.80 m. de profundidad de arrastre.

3.2.- Zona Centro - Sur.

El proyecto de alcantarillado de la zona Centro - Sur, se fundamenta sobre bases económicas y al igual que las otras zonas en las Normas de Alcantarillado Sanitario, con lo cual se pretende cubrir las necesidades, tomando en cuenta el aspecto económico para la construcción de la obra hidráulica y sanitaria así como su operación y mantenimiento.

El cálculo de Población Futura, así como el análisis hidráulico se obtiene empleando el mismo procedimiento de la Zona Norte

Para obtener el valor definitivo de la población de proyecto, se realiza el promedio aritmético de los resultados obtenidos por los métodos, a excepción del Método de Mínimos Cuadrados y el del Incremento Medio Total.

MÉTODO	POBLACION
Geométrico	21 702
Ley de Malthus	22 533
Simulación	21 000
Tasa de Crecimiento	17 525

Finalmente se tiene un promedio de 20 690 habitantes, la población de proyecto definitiva para el año 2009.

A continuación se sintetizan los puntos para la ejecución del proyecto de alcantarillado de esta zona.

Datos básicos de diseño.

Población último Censo Oficial (1990)	5,399 Hab.
Población Actual Estimada (1994)	11,250 Hab.
Población de Proyecto (2009)	20,690 Hab.
Dotación	150 Lts./Hab./Día
Aportación	120 Lts./Hab./Día
Sistema	Separado (Aguas Negras)

Fórmulas:	Harmon y Manning
Longitud de Red:	33,554 m.
Sistema de Eliminación:	Gravedad
Naturaleza del sitio de Vertido	Colector Marginal Estatal

Coefficiente de Previsión o Seguridad 1.5

Velocidades:

Mínima	0.30 m/seg.
Máxima	3.00 m/seg.

Gastos:

Mínimo	14.36 L.p.s
Medio	28.73 L.p.s.
Máximo Instantáneo	75.79 L.p.s.
Máximo Extraordinario	113.69 L p s.

Coefficientes y Fórmulas

El coeficiente de Harmon cuantifica la oscilación máxima instantánea presentada en las aportaciones de aguas negras. Se determina por la siguiente fórmula:

$$\text{Coeficiente de Harmon} \quad M = 1 + 14/[4 + (P)^{1/2}]$$

$$M = 1 + 14/[4 + (20.690)^{1/2}]$$

$$M = 1 + 1.6376 = 2.6376$$

Gastos de diseño.

$$Q_{\text{Med.}} = 28.73 \text{ L.p.s.}$$

$$Q_{\text{Mín.}} = 14.36 \text{ L.p.s}$$

$$Q_{\text{Máx. Inst.}} = 75.79 \text{ L. L.p.s.}$$

$$Q_{\text{Máx. Ext.}} = 113.69 \text{ L.p.s}$$

Velocidades de Diseño

Se calcula con la expresión de Manning

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

Descripción de las partes que componen al Sistema.

El planteamiento general, es dividir el área de proyecto en dos zonas de servicio aprovechando gran parte del alcantarillado existente con el objeto de reducir costos y tiempo de construcción. La primer zona comprende las porciones oriente, centro y norte, la segunda cubre la parte poniente centro y sur, la cual dará solución a una parte del alcantarillado existente que no opera adecuadamente. Ambas descargarán en el Colector Marginal Estatal que esta en construcción sobre la margen derecha del río Xalapango, aguas abajo, se ubicado a lo largo del costado sur del Municipio. Las aguas llevadas por este colector tendrán su disposición final en una planta de tratamiento.

Descargas Domiciliarias

No. de descargas Inmediatas = $(11\ 250) / (6) = 1\ 875$

A este número de descargas Inmediatas se tienen que descontar las ya existentes, se considera que aproximadamente el 43 % es la población sin servicio por lo que tenemos:

No. de descargas inmediatas definitivas = $(1\ 875) (0.43) = 806$

No de descargas Futuras = $(20\ 690 - 11\ 250) / (6) = 1\ 574$ Descargas

El volumen de obra se obtendrá de acuerdo al siguiente criterio:

- | | |
|---|---------|
| a) Longitud de desarrollo promedio por descarga | 6.00 m. |
| b) Profundidad de conexión con la red | 1.50 m. |
| c) Profundidad del último registro de albañal | 0.50 m. |
| d) Ancho de cepa | 0.60 m. |

Las conexiones de las descargas con la red de atarjeas se elaborarán cada una de ellas mediante un slant y un codo de concreto simple de 45°, incluyendo la línea con tubería de concreto simple de 15 cms. de diámetro.

La longitud total desarrollada por las descargas domiciliarias, tiene un valor de 13 518 m. totales.

Red de Atarjeas

La longitud total de la red atarjeas es de 31 337 m.

Para una mejor descripción, se denominará como red de atarjeas "Oriente" y "Poniente" respectivamente, teniendo como línea divisoria o parteaguas la Avenida del Trabajo.

Red de atarjeas Zona Oriente.

Esta red dará servicio a aproximadamente al 60 % de la población y el sentido de escurrimiento será de norte a sur. Está constituida por 18 356 m., de los cuales 16 139 m. serán de tubería de concreto simple de 30 cm. de diámetro (de Proyecto) y 2 217 m., son del mismo material y diámetro (existente).

La red existente tiene algunos tramos de 20 cm. de diámetro, principalmente al inicio de la red (cabezas de atarjeas), por lo tanto es necesario cambiar ésta por tubería de 30 cm. de diámetro. Los recorridos a seguir fueron determinados con base al trazo de las calles y conforme a la topografía. Esta última obliga a que las descargas de la zona sean hacia el colector "Centro" empleando pendientes máximas y mínimas de 48 y 2 milésimas respectivamente en tuberías de 30 cm. de diámetro.

Esta zona incluye los barrios de Amajac - Nonoalco, San Juan y parte de San Sebastián, a las cuales les corresponden las siguientes cantidades de proyecto de tubería y estructuras conexas:

BARRIO	TUBERÍA 30 CMS:	POZOS DE VISITA.	CAJAS DE CAÍDA ADOSADAS.
AMAJAC - NONOALCO	9, 603	1.35	8
SAN JUAN	4, 704	74	4
SAN SEBASTIÁN (OTE.)	1, 832	32	1
TOTAL	16, 139	241	13

Red de Atarjeas Zona Poniente

El servicio que proporcionará esta red abarca prácticamente toda la zona poniente del Municipio, absorbe el 40 % de las aguas residuales generadas por los habitantes de la localidad. Su longitud total es de 12 981 m., de los cuales 9 787 m. de tubería de concreto simple de 30 cm. de diámetro (de proyecto) y 3 194 m. de tubería de concreto simple de 30 cm. de diámetro (existente).

Las condiciones generales del terreno permiten ajustar el cálculo hidráulico a la pendiente mínima con tubería de 30 cm. de diámetro de acuerdo a las Normas de Alcantarillado Sanitario. (El terreno es casi plano).

A esta zona pertenecen los barrios de Huitznáhuac, Santa Catarina, San Francisco y lo que resta de San Sebastián, a las cuales les corresponde lo siguiente:

BARRIO	TUBERÍA 30 CMS.	POZOS DE VISITA.	CAJAS DE CAÍDA ADOSADAS.
HUITZNAHUAC	4, 192	61	-
SANTA CATARINA	2, 831	44	7
SAN FRANCISCO	1, 501	24	4
SAN SEBASTIÁN (PTE.)	1, 263	19	1
TOTAL	9,787	148	12

Colector Centro.

La función principal de este colector es recoger únicamente las aguas aportadas por la red de atarjeas de la zona "Oriente" y llevarlas al sitio de vertido en el cárcamo de bombeo existente.

Inicia su recorrido en el cruce de la calle Oaxaca con la carretera a Papalotla siguiendo hacia el suroeste hasta llegar a la Av. del Trabajo cambiando al sur, finalizando en el cárcamo de bombeo. El desplazamiento de las aguas que conducirá será de norte a sur.

La tubería existente sobre la carretera a Papalotla tiene un diámetro de 38 cm., lleva una pendiente mínima de 1.5 milésimas, aun cuando cambia de dirección a la Av. del Trabajo sigue conservando su diámetro y pendiente, misma que llevará hasta llegar al cárcamo de bombeo.

Los caudales mínimos y máximos de proyecto que conducirá durante su funcionamiento serán de 4.86 y 72.86 litros por segundo.

Tendrá una longitud de 1, 415 m. con tubería de 38 cm. de diámetro.

Para el cálculo del colector se tomó en cuenta la futura descarga de la red de Atenguillo, para un período de 15 años, arrojando una población de 977 habitantes.

Ver la Tabla 3.3. Análisis Hidráulico del Colector Centro - Sur

3.3 Tabla de Cálculos Hidráulicos del Colector Centro - Sur

Cruce Comunidades	Longitudes (m)			Población Servida (Acumulada)	Coef. Harmon	Gastos de Aguas Negras (lts./seg.)				Pendiente (milésimas)	Diámetro de tubo (cm.)	Funcionamiento Hidráulico			
	Propia del tramo	Tributaria en el cruce.	Acumulada para el tramo.			Mín.	Med.	Máx.	Máx. Ext.			Tubo Lleno		Velocidad Efectiva	
												Gasto (lts./seg.)	Velocidad (m./seg.)	Mínimo (m./seg.)	Máximo (m./seg.)
20 - 21	32	11, 334	11, 366	7, 008	3.10	4.86	9.73	30.23	45.35	1.5	38	70.34	0.62	0.36	0.66
21 - 22	90	11, 366	11, 456	7, 064	3.10	4.9	9.81	30.44	45.66	1.5	38	70.34	0.62	0.36	0.66
22 - 23	68	11, 456	11, 524	7, 106	3.10	4.93	9.87	30.60	45.90	1.5	38	70.34	0.62	0.36	0.66
23 - 24	68	11, 524	11, 592	7, 148	3.09	4.96	9.92	30.75	46.13	1.5	38	70.34	0.62	0.36	0.66
24 - 25	94	11, 592	11, 686	7, 206	3.09	5.00	10.00	30.97	46.45	1.5	38	70.34	0.62	0.36	0.66
25 - 26	58	11, 881	11, 939	7, 362	3.08	5.11	10.22	31.55	47.32	1.5	38	70.34	0.62	0.36	0.66
26 - 27	58	11, 939	11, 997	7, 398	3.08	5.13	10.27	31.68	47.52	1.5	38	70.34	0.62	0.36	0.66
27 - 28	14	11, 953	11, 967	7, 379	3.08	5.12	10.24	31.61	47.41	1.5	38	70.34	0.62	0.36	0.66
28 - 29	47	12, 350	12, 397	7, 644	3.07	5.31	10.61	32.59	48.88	1.5	38	70.34	0.62	0.37	0.68
29 - 30	6	13, 494	13, 500	8, 324	3.03	5.78	11.56	35.07	52.60	1.5	38	70.34	0.62	0.38	0.68
30 - 31	80	13, 500	13, 580	8, 374	3.03	5.81	11.63	32.25	52.87	1.5	38	70.34	0.62	0.38	0.68
31 - 32	80	13, 580	13, 660	8, 423	3.03	5.85	11.69	35.42	53.14	1.5	38	70.34	0.62	0.38	0.68
32 - 33	80	13, 660	13, 740	8, 472	3.02	5.88	11.76	35.60	53.40	1.5	38	70.34	0.62	0.38	0.68
33 - 34	80	13, 740	13, 820	8, 522	3.02	5.92	11.83	35.78	53.67	1.5	38	70.34	0.62	0.38	0.68
34 - 35	88	18, 503	18, 591	11, 464	2.89	7.96	15.92	46.10	69.15	1.59	38	72.43	0.64	0.42	0.73
35 - 36	88	18, 591	18, 679	11, 518	2.89	7.99	15.99	46.28	69.43	1.59	38	72.43	0.64	0.42	0.73
36 - 37	120	18, 679	18, 799	11, 592	2.89	8.05	16.10	46.54	69.81	1.5	38	70.34	0.62	0.42	0.71
37 - 38	88	19, 507	19, 595	12, 083	2.87	8.39	16.78	48.21	72.31	1.5	38	70.34	0.62	0.42	0.71
38 - 39	88	19, 595	19, 683	12, 137	2.87	8.43	16.85	48.39	72.58	1.5	38	70.34	0.62	0.42	0.71
39 - 40	88	19, 683	19, 771	12, 191	2.87	8.46	16.93	48.57	72.86	1.5	38	70.34	0.62	0.40	0.71

Colector Poniente.

La función de este colector es recoger las aguas aportadas por la red de atarjeas de la zona "Poniente", tiene su origen en al calle Camino de San José hasta cruzar con la calle Fray Pedro de Gante, donde se encuentra el sitio de descarga, este será un cárcamo de bombeo proyectado a un lado del río Xalapango.

El desplazamiento de las aguas que conducirá será de norte a sur.

La tubería del colector tendrá una longitud de 802 m. y un diámetro de 38cm., llevando la pendiente de 1.0 milésimo de común acuerdo con la C.E.A.S.

El objeto de manejar esta pendiente es con el fin de llegar con una buena cota de plantilla del colector y poder realizar la descarga por gravedad al Colector Marginal Estatal, obra que estará a cargo por la C.E.A.S.

La menor elevación que se tiene en esta zona se ubica en la esquina formada por la calle Seminario y la Calle Camino de San José.

En este punto más bajo se obliga a llevar el colector en contrapendiente. con respecto al terreno natural.

Los datos recabados se tienen en la Tabla 3.4. Análisis Hidráulico del Colector Poniente.

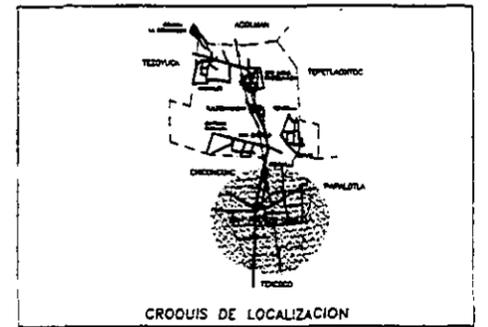
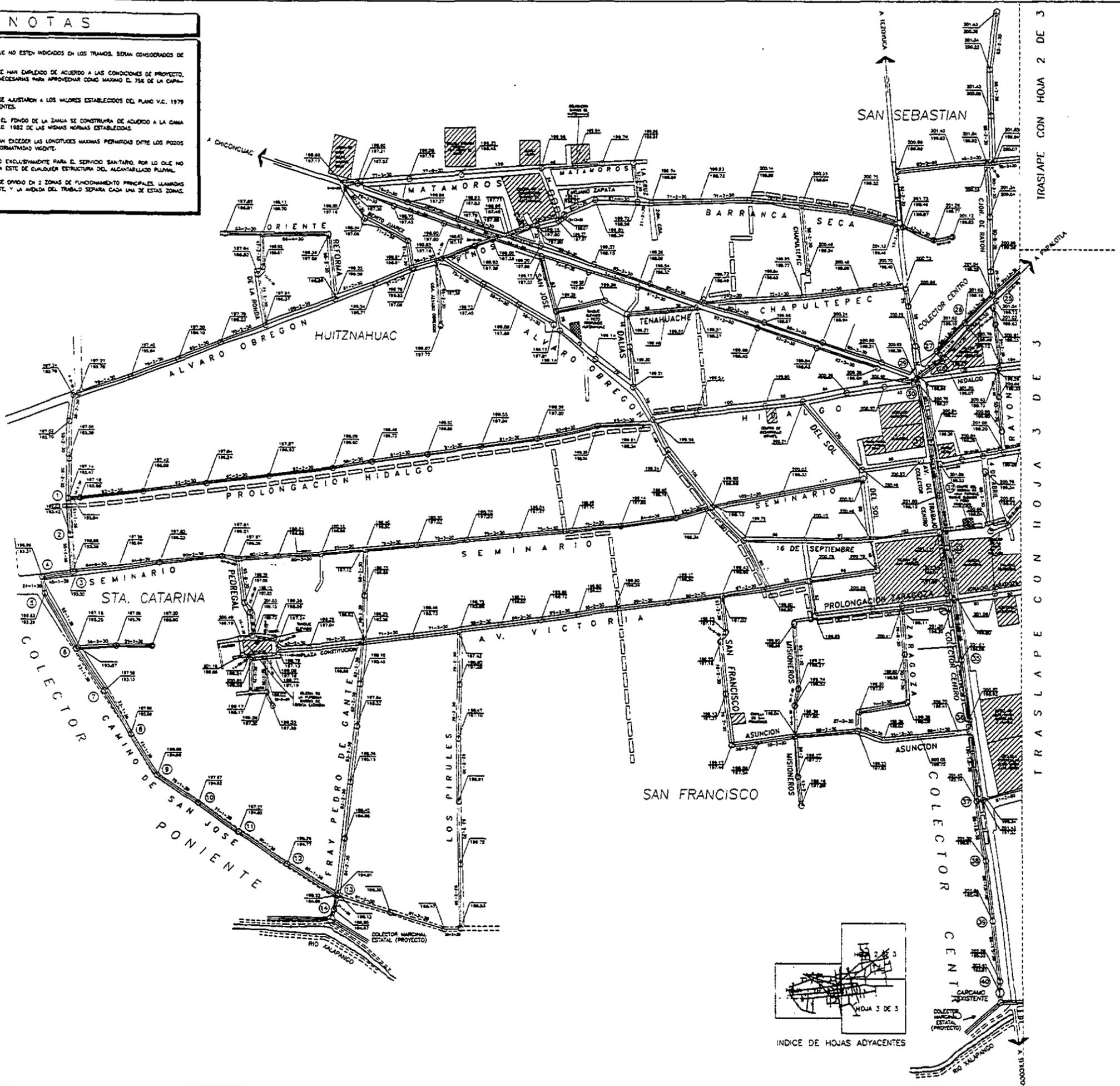
Los detalles del sistema de la Zona Centro – Sur se muestran en los planos no 5, 6 y 7.

3.4. Tabla de Cálculos Hidráulicos del Colector Poniente

Cruce Comunidades	Longitudes (m)			Población Servida (Acumulada)	Coef. Harmon	Gastos de Aguas Negras (Lts./seg.)				Pendiente (milésimas)	Diámetro de tubo (cm.)	Funcionamiento Hidráulico			
	Propia del Tramo	Tributaria en el cruce.	Acumulada para el tramo.			Mín.	Med.	Máx.	Máx. Ext.			Tubo Lleno		Velocidad Efectiva	
												Gasto (lts./seg.)	Velocidad (m./seg.)	Mínimo (m./seg.)	Máximo (m./seg.)
1 - 2	54	6, 081	6, 135	3, 783	3.35	2.62	5.25	17.62	26.44	1.5	38	70.34	0.62	0.30	0.57
2 - 3	55	6, 135	6, 190	3, 817	3.35	2.65	5.30	17.76	26.65	1.5	38	70.4	0.51	0.30	0.57
3 - 4	45	6, 771	6, 816	4, 203	3.31	2.92	5.83	19.34	29.01	1.0	38	57.44	0.51	0.27	0.51
4 - 5	24	6, 816	6, 840	4, 218	3.31	2.93	5.86	19.40	29.11	1.0	38	57.44	0.51	0.27	0.51
5 - 6	92	6, 840	6,932	4, 274	3.30	2.97	5.93	19.63	29.45	1.0	38	57.44	0.51	0.27	0.51
6 - 7	73	7,043	7, 116	4, 388	3.29	3.04	6.09	20.09	30.14	1.0	38	57.44	0.51	0.27	0.51
7 - 8	73	7, 116	7, 189	4, 433	3.29	3.07	6.15	20.27	30.41	1.0	38	57.44	0.51	0.27	0.51
8 - 9	73	7, 189	7, 262	4, 478	3.29	3.11	6.22	20.45	30.68	1.0	38	57.44	0.51	0.27	0.51
9 - 10	72	7, 262	7, 334	4, 522	3.28	3.14	6.28	20.63	30.95	1.0	38	57.44	0.51	0.27	0.51
10 - 11	71	7, 334	7, 405	4, 566	3.28	3.17	6.34	20.81	31.21	1.0	38	57.44	0.51	0.27	0.52
11 - 12	85	7, 405	7, 490	4, 618	3.27	3.20	6.41	21.02	31.52	1.0	38	57.44	0.51	0.27	0.52
12 - 13	85	7, 490	7, 575	4, 671	3.27	3.24	6.48	21.23	31.84	1.0	38	57.44	0.51	0.27	0.52
13 - 14	50	13, 733	13, 783	8, 499	3.02	5.90	11.80	35.70	53.55	1.0	38	57.44	0.51	0.32	0.58

NOTAS

LOS DIAMETROS DE TUBERIA QUE NO ESTEN INDICADOS EN LOS TRAMOS, SERAN CONSIDERADOS DE 30 CM.
 EN TODOS LOS COLECTORES SE HA EMPLEADO DE ACUERDO A LAS CONDICIONES DE PROYECTO, LAS PENDIENTES NOMINALES NECESARIAS PARA APROVECHAR COMO MAXIMO EL 75% DE LA CAPACIDAD INSTALADA.
 LOS ANCHOS DE LAS ZANJAS SE AJUSTARON A LOS VALORES ESTABLECIDOS DEL PLANO V.C. 1979 DE LAS NORMAS CORRESPONDIENTES.
 EL APOYO DE LA TUBERIA EN EL FONDO DE LA ZANJA SE CONSTRUIRA DE ACUERDO A LA CLASE CLASE "B" SEGUN EL PLANO V.C. 1982 DE LAS NORMAS ESTABLECIDAS.
 POR NINGUN MOTIVO SE DEBERAN EXCEDER LAS LONGITUDES MAXIMAS PERMITIDAS ENTRE LOS POZOS DE VISITA, INDICADO 3.3 DE LA NORMATIVA VIGENTE.
 EL SISTEMA HA SIDO DISEÑADO EXCLUSIVAMENTE PARA EL SERVICIO SANITARIO, POR LO QUE NO ESTA PERMITIDA LA CONEXION A ESTE DE CUALQUIER ESTRUCTURA DEL ALICANTARILLADO PLUVIAL.
 TODA EL AREA DE PROYECTO SE DIVIENE EN 2 ZONAS DE FUNDAMENTO PRINCIPALES, LLAMADAS ZONA PONIENTE Y ZONA ORIENTE, Y LA AVENIDA DEL TRABAJO SEPARA CADA UNA DE ESTAS ZONAS.



DATOS DE PROYECTO

Populacion Ultimo Censo Oficial (1990)	5,399 Hab.
Populacion Actual Estimada (1994)	11,520 Hab.
Populacion de Proyecto	20,690 Hab.
Dotacion	150 Lts/Hab/Dia
Aportacion Sistema	120 Lts/Hab/Dia Separado (Aguas Negras)
Formulas	Harmon y Manning
Longitud de Red	33,554 Metros
Sistema de Eliminacion	Gravedad
Naturaleza de Site de vertido	Colector Marginal Estatal
Coefficiente de Prevision e Seguridad	1.5
Velocidades	Minimo 0.30 m/seg Maximo 3.00 m/seg
Costos	Minimo 13.84 Lps. Medio 27.68 Lps. Maximo Instantaneo 73.46 Lps. Maximo Extraordinario 110.19 Lps.

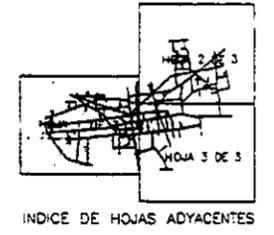
SIMBOLOGIA

	EXISTENTE		COLECTOR A INSTALAR
	TRAZA URBANA		CAIDA ASIGNA A POZO DE VISTA
	CARRETERA		CAIDA LIBRE EN POZO DE VISTA
	ATARQUEA EXISTENTE		LONGITUD-PENDIENTE-DIAMETRO
	ATARQUEA DE PROYECTO		ELEVACION DE TERRENO
	COLECTOR		ELEVACION DE PLANTILLA
	CABEZA DE ATARQUEA		NUMERO DE POZO
	POZO DE VISTA TIPO COMUN		RIO O ARROYO
	CAIDA LIBRE EN POZO DE VISTA EXISTENTE		PUNTE O ALICANTARILLA
			VIA DE FERROCARRIL



MUNICIPIO DE CHIAUTLA, EDO. DE MEXICO

PROYECTO: ALICANTARILLADO SANITARIO	PLANO No. P-05
ZONA CENTRO SUR DEL MUNICIPIO	
PROYECTO EJECUTIVO	
1:2000 METROS	



NOTAS

LOS DIAMETROS DE TUBERIA QUE NO ESTEN INDICADOS EN LOS TRAMOS, SERAN CONSIDERADOS DE 30 CM.

EN TODOS LOS COLECTORES SE HA ENLAZADO DE ACUERDO A LAS CONDICIONES DE PROYECTO, LAS PENDIENTES HORARIAS NECESARIAS PARA APROVECHAR COMO MAXIMO EL 75% DE LA CAPACIDAD INSTALADA.

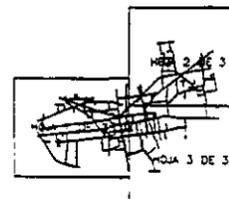
LOS ANCHOS DE LAS ZANJAS SE AJUSTARON A LOS VALORES ESTABLECIDOS DEL PLANO V.C. 1979 DE LAS NORMAS CORRESPONDIENTES.

EL APORTE DE LA TUBERIA EN EL FONDO DE LA ZANJA SE CONSTRUIRA DE ACUERDO A LA CLASE "B" SEGUN EL PLANO V.C. 1982 DE LAS MISMAS NORMAS ESTABLECIDAS.

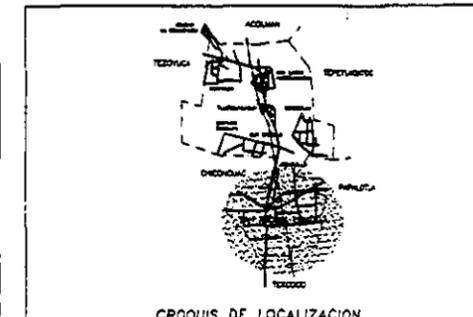
POR NINGUN MOTIVO SE DEBERAN EXCEDIR LAS LONGITUDES MAXIMAS PERMITIDAS ENTRE LOS POZOS DE VISTA, INICIO 3.5 DE LA NORMATIVIDAD VIGENTE.

EL SISTEMA HA SIDO DISEÑADO EXCLUSIVAMENTE PARA EL SERVICIO SANITARIO, POR LO QUE NO ESTA PERMITIDA LA CONEXION A ESTE DE CUALQUIER ESTRUCTURA DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL.

TODA EL AREA DE PROYECTO SE DIVIDE EN 2 ZONAS DE FUNCIONAMIENTO PRINCIPALES, LLAMADAS ZONA PONIENTE Y ZONA ORIENTE, Y LA AMPLIA DEL TRABAJO SEPARA CADA UNA DE ESTAS ZONAS.



INDICE DE HOJAS ADYACENTES



CROQUIS DE LOCALIZACION

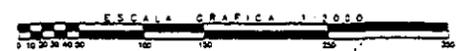


DATOS DE PROYECTO

Población Último Censo Oficial (1990)	5,396 hab
Población Actual Estimada (1994)	11,520 hab
Población de Proyecto	20,690 hab
Detención	150 Lts/Hab/Día
Aportación	120 Lts/Hab/Día
Sistema	Separado (Aguas Negras)
Fórmulas:	Hamann y Manning
Longitud de Red	33,554 Metros
Sistema de Eliminación	Gravedad
Naturaleza del Sitio de Vertido	Colector Marginal Estatal
Coefficiente de Previsión o Seguridad	1.5
Velocidades	
Mínima	0.30 m/seg
Máxima	3.00 m/seg
Costos:	
Mínimo	13.84 L.p.s.
Medio	27.68 L.p.s.
Máxima Instantánea	73.46 L.p.s.
Máx. mo. Extraordinario	110.19 L.p.s.

SIMBOLOGIA

	EDIFICACION IMPORTANTE		CADA ASOCIADA A POZO DE VISTA
	TRAZA URBANA		CADA LIBRE EN POZO DE VISTA
	LMITE DE BARRIO		LONGITUD-PENDIENTE-DIAMETRO
	ATARJEA EXISTENTE		ELEVACION DE TERRENO
	ATARJEA DE PROYECTO		ELEVACION DE PLANTILLA
	COLECTOR		NUMERO DE POZO
	CABEZA DE ATARJEA		RIO O ARROYO
	POZO DE VISTA TIPO COMUN		PUENTE O ALCANTARILLA
	CADA LIBRE EN POZO DE VISTA EXISTENTE		VIA DE FERROCARRIL



MUNICIPIO DE CHIAUTLA, EDO. DE MEXICO

PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO

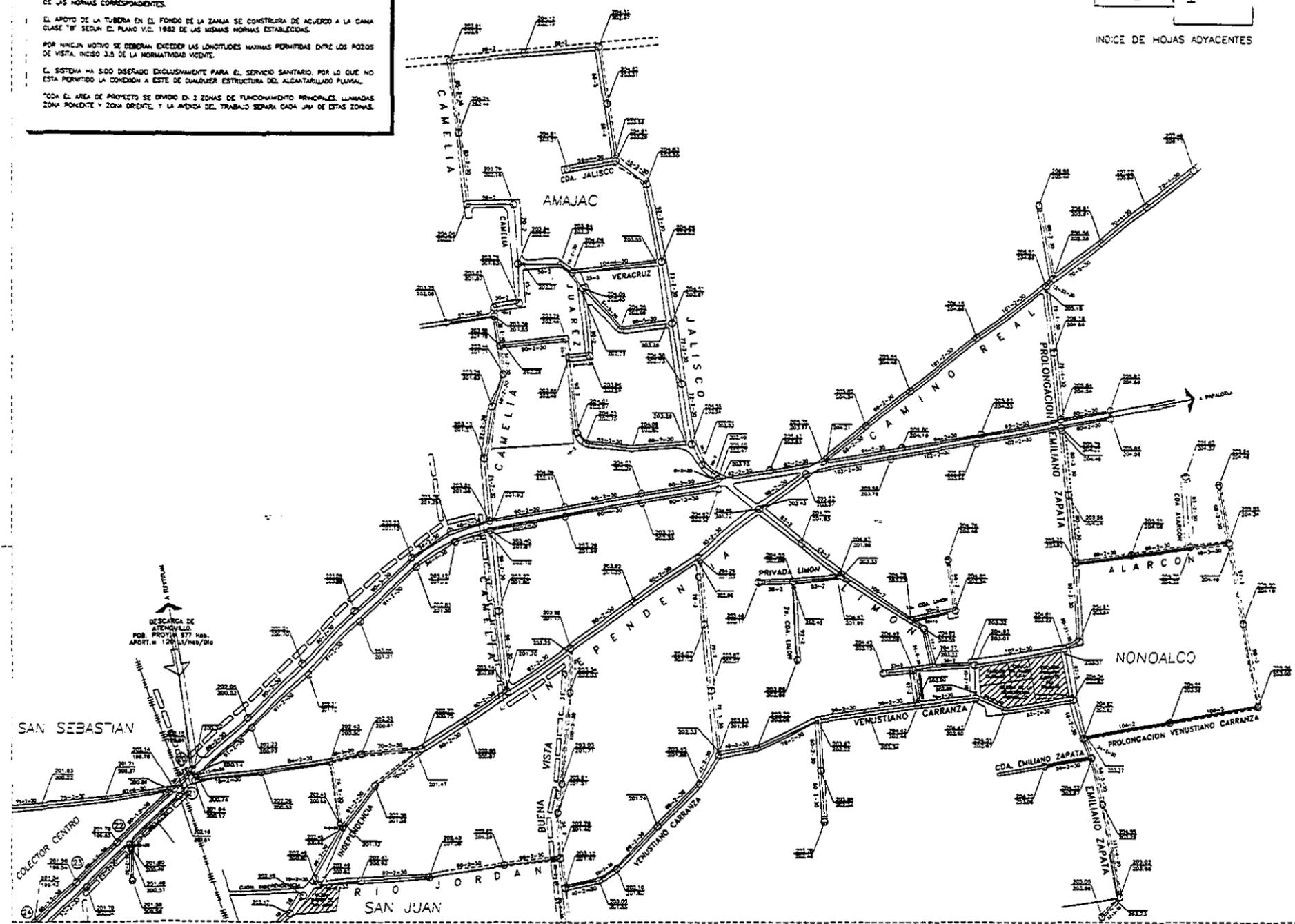
ZONA CENTRO SUR DEL MUNICIPIO

PROYECTO EJECUTIVO

PLANO No. P-06

1:2000 METROS 2 de 3

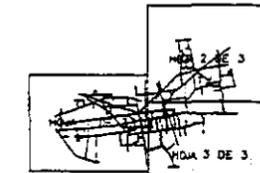
TRASLAPE CON HOJA 1 DE 3



TRASLAPE CON HOJA 3 DE 3



TRASLAPE CON HOJA 1 DE 3



INDICE DE HOJAS ADYACENTES

NOTAS

LOS DIAMETROS DE TUBERIA QUE NO ESTEN INDICADOS EN LOS TRAMOS, SERAN CONSIDERADOS DE 30 CM.

EN TODOS LOS COLECTORES SE HAN EMPLEADO DE ACUERDO A LAS CONDICIONES DE PROYECTO, LAS PENDIENTES HORRILLICAS NECESARIAS PARA APROVECHAR COMO MAXIMO EL 75% DE LA CAPACIDAD INSTALADA.

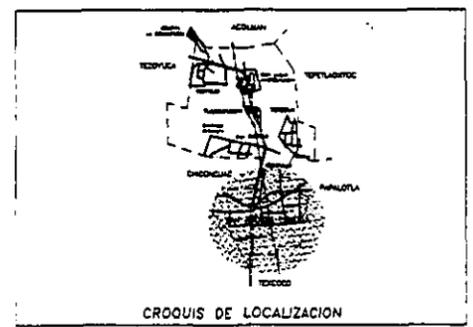
LOS ANCHOS DE LAS ZANJAS SE AJUSTARON A LOS VALORES ESTABLECIDOS DEL PLANO V.C 1979 DE LAS NORMAS CORRESPONDIENTES.

EL APOYO DE LA TUBERIA EN EL FONDO DE LA ZANJA SE CONSTRUIRA DE ACUERDO A LA CANA CLASE "B" SEGUN EL PLANO V.C. 1982 DE LAS MISMAS NORMAS ESTABLECIDAS.

POR NINGUN MOTIVO SE DEBERAN EXCEDER LAS LONGITUDES MAXIMAS PERMITIDAS ENTRE LOS POZOS DE VISTA, INICIO 3.5 DE LA NORMATIVIDAD VIGENTE.

EL SISTEMA HA SIDO DISEÑADO EXCLUSIVAMENTE PARA EL SERVICIO SANITARIO, POR LO QUE NO ESTA PERMITIDA LA CONEXION A ESTE DE CUALQUIER ESTRUCTURA DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL.

TODA EL AREA DE PROYECTO SE DIVIÓ EN 2 ZONAS DE FUNCIONAMIENTO PRINCIPALES, LLAMADAS ZONA PONIENTE Y ZONA ORIENTE, Y LA ANONDA DEL TRABAJO SEPARA CADA UNA DE ESTAS ZONAS.



DATOS DE PROYECTO

Población Última Censo Oficial (1990)	5,389 hab.
Población Actual Estimada (1994)	11,520 hab.
Población de Proyecto	20,690 hab.
Datación	150 Lit/m ³ /Día
Abstracción	120 Lit/m ³ /Día
Sistema	Seco (Aguas Negras)
Formulas:	Manning y Manning
Longitud de Red	33,554 Metros
Sistema de Eliminación	Gravedad
Naturaleza del Sigo de Vertido	Colector Marginal Estato
Coefficiente de Previsor o Seguridad	1.5
Velocidades:	
Mínima	0.30 m/seg
Máxima	3.00 m/seg
Gastos:	
Mínimo	13.84 L.D.S.
Medio	27.68 L.D.S.
Máximo Instantáneo	73.46 L.D.S.
Máximo Extraordinario	110.19 L.D.S.

SIMBOLOGÍA

	EDIFICACION IMPORTANTE		CADA ADOSADA A POZO DE VISTA
	TRAZA URBANA		CADA LIBRE EN POZO DE VISTA
	LINTE DE BARRIO		LONGITUD-PENDIENTE-DIAMETRO
	ATARQUE EXISTENTE		ELEVACION DE TERRENO
	ATARQUE DE PROYECTO		ELEVACION DE PLANTILLA
	COLECTOR		NUMERO DE POZO
	CABEZA DE ATARQUE		RIO O ARROYO
	POZO DE VISTA TIPO COMUN		PUNTE O ALCANTARILLA
	CADA LIBRE EN POZO DE VISTA EXISTENTE		VA DE FERROCARRIL



MUNICIPIO DE CHIAUTLA, EDO. DE MEXICO

PROYECTO	ALCANTARILLADO SANITARIO	PLANO No.	P-07
ZONA	ZONA CENTRO SUR DEL MUNICIPIO		
PROYECTO EJECUTIVO			
ESCALA	1:2000	UNIDAD	METROS

Capítulo IV Sistema de Alcantarillado de Chimalpa

1.- Alcantarillado Sanitario

De acuerdo a la información asentada en el capítulo II, relacionada con la situación actual del alcantarillado, se hace mención que la comunidad de Chimalpa cuenta con sistema de drenaje desde hace aproximadamente 15 años, sin embargo a la fecha no se ha puesto en operación. Desafortunadamente al paso de los años se ha propiciado que los vecinos realicen la conexión de sus descargas al sistema municipal azolvando la red, esta acción se debe a la pavimentación de calles.

La red actualmente abarca un 80 %, constituida por tubería de concreto simple de 30 y 45 cm. de diámetro, con longitud, pendiente y diámetro indicados en la fig. 2.5 del capítulo II, datos que se considera cumplen con las normas vigentes.

El poblado de San Bartolo hará la aportación al sistema de Chimalpa a través de un colector propuesto sobre el camino a Papalotla (Hda. La Grande) haciendo la conexión en la parte norte de la calle 20 de Noviembre en Chimalpa.

San Bartolo cuenta con cuarenta familias, sin embargo hemos propuesto que su sistema de atarjeas junto con el colector sean de 30 cm. de diámetro.

Otra parte importante es el "colector" Chimalpa Planta de Tratamiento, el cual permitirá llevar el agua residual desde la parte del sistema existente al lugar de la Planta de Tratamiento. Este colector se analiza de acuerdo a la población futura de ambas localidades (Chimalpa, San Bartolo), dando como resultado proponer tubería de 61 cm. de diámetro.

2.- Planta de Tratamiento

La planta de tratamiento está definida por un proyecto ya elaborado, su sistema debe asegurar la reducción de carga orgánica y microorganismos patógenos de acuerdo a lo que establecen las Normas Oficiales Mexicanas, que se refieren a la calidad que debe presentar el agua residual para su reuso, con fines de riego agrícola.

El tren de tratamiento incluye una estructura de pretratamiento mediante una unidad compacta de cribado y desarenación.

Posteriormente se tiene la estructura de bombeo, integrada por el cárcamo y los equipos electromecánicos correspondientes (bomba vertical para agua residual, con capacidad para 11.0 lps, potencia máxima de 5.0 HP, estructura de succión y descarga para acoplar a la línea de conducción de aguas residuales al reactor anaerobio, incluye base de placa de acero al carbón y tornillos de fijación), que permiten darle carga hidráulica al sistema.

La remoción de materia orgánica se desarrolla en un reactor anaerobio de flujo ascendente, el cual se encarga de reducir la carga orgánica en un 70 al 85%.

Para reducir la turbulencia del agua, se contará con un filtro lento de arena.

Por último, para asegurar la calidad microbológica del agua tratada, existe una unidad de desinfección mediante el uso de radiación con rayos ultravioleta

Descripción de la Planta de Tratamiento

Pretratamiento

El pretratamiento o tratamiento preliminar consiste en eliminar materias gruesas, tales como arenas, basuras y otros desechos de las aguas residuales que puedan dañar o interferir en el adecuado funcionamiento de los procesos posteriores, o dañar el equipo de bombeo.

Las operaciones unitarias comunes en esta etapa son: cribado, triturado, desarenadores y flotación.

Cribado. Se usa para eliminar troncos, ramas, trapos, basura y cualquier material que pueda dañar al equipo o taponar las tuberías. En general se emplean rejas para basura, rejillas y desmenuzadores. Las características de cada uno se presentan en la siguiente tabla:

Tipos de Dispositivos para Cribado

Tipos	Tamaño común de temperatura (cm.)	Propósito
Rejas para basura	5 - 10	Protege las bombas de los objetos grandes (troncos, trapos, botes, etc)
Rejillas	1.5 - 5	Parecidas a las rejas con aberturas mas pequeñas para separar materiales más pequeños.
Tamices	0.22 - 0.32	Protegen la boquillas de los filtros percoladores.
Desmenuzadores	0.75 - 2	Reducen el tamaño de los materiales mediante trituración o corte, sin removerlos de las aguas residuales.

Desarenadores. Se emplean para separar materiales más pesados que la materia orgánica putrescible (arena, grava, cenizas y otros). Protegen las bombas y otros equipos del desgaste, debido a la abrasión, evita que éstos materiales se acumulen en los tanques evitando obstrucciones y taponamientos.

Flotación . Se usa para eliminar grasas y aceites de las aguas residuales.

Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente.

De entre los diversos procesos de tratamiento, se ha escogido el que utiliza reactores de flujo ascendente en manto de lodos, cuya denominación, puede ser entre otras UASB; RALF o decantador - digestor.

Principios de operación.

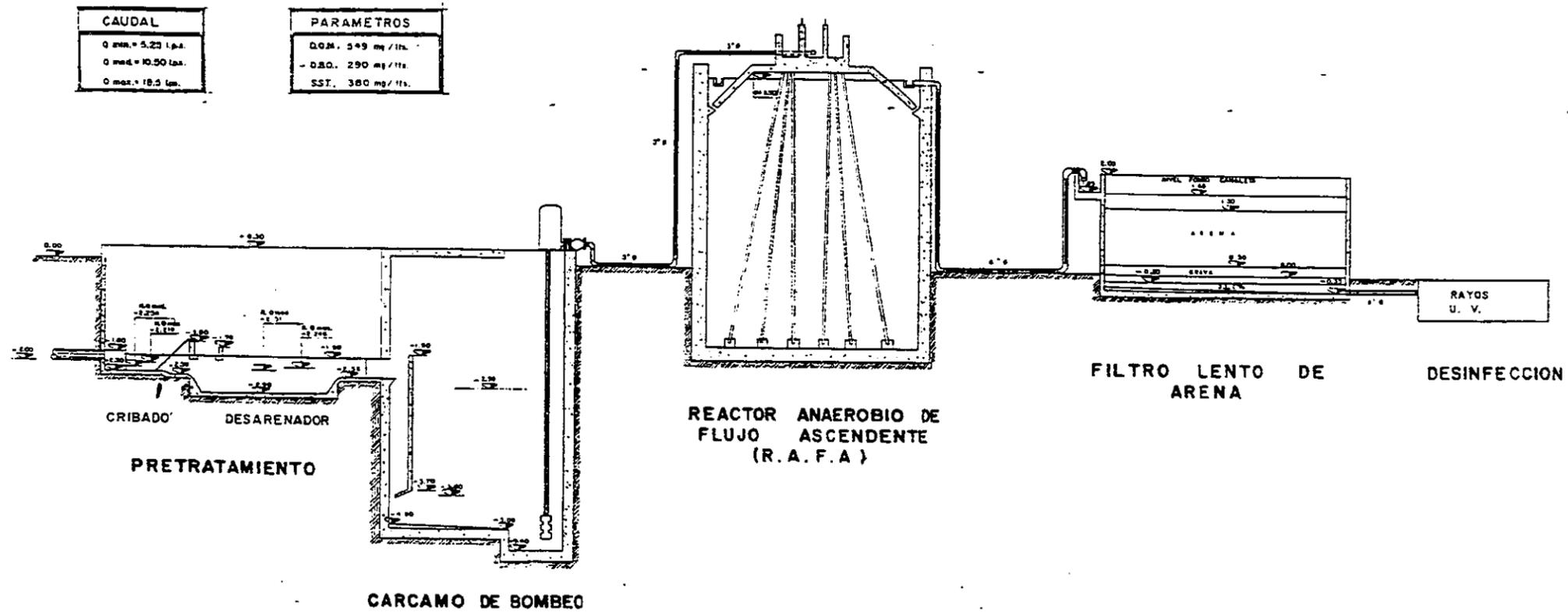
El proceso anaeróbico de flujo ascendente consiste básicamente de un tanque Imhoff de flujo al revés, presentando las cámaras de decantación y digestión anaeróbica superpuestas. Para Patza y colaboradores, el reactor de lecho de lodo es un digestor tubular, de flujo ascendente, con separación física y recirculación de lodo dentro de la propia unidad. Existe un perfil de sólidos con gran concentración en la parte inferior (lecho de lodo), y mezcla completa entre lodo líquido y gas en las capas de arriba del lecho. En la parte superior del digestor existe un separador de fases (sedimentador), en que el lodo retorna a la cámara de digestión provocando en contra corriente con el flujo ascendente una mezcla bien uniforme.

Las principales condiciones que se deben encontrar en estos reactores son:

Una efectiva separación de biogás, del desague y del lodo; El lodo anaeróbico debe presentar una buena capacidad de sedimentación y, principalmente, se debe desarrollar como un lodo granular; el desague debe ser introducido en la parte inferior del reactor

La digestión anaeróbica de la materia orgánica no es un fenómeno limitado a los digestores anaerobios; en realidad el hombre utilizó la capacidad de la naturaleza con fines propios: depuración de aguas residuales, estabilización de desechos sólidos, producción de metano. Más que una digestión anaerobia, hablaremos de metanogénesis porque trata de la transformación de la materia orgánica en metano.

La fig. 4.1. Muestra un perfil de la Planta de Tratamiento



BALANCE	CANAL DE CRIBADO Y DESARENADOR	CARCAMO DE BOMBEO	REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE R.A.F.A.	FILTRO LENTO DE ARENA	DESINFECCION U.V.
H I D R A U L I C O	AREA EXPUESTA (en superficie) 4.3 m ²	AREA EXPUESTA (en superficie) 0.00 m ²	AREA EXPUESTA (en superficie) 27.89 m ²	AREA EXPUESTA (en superficie) 25.00 m ²	AREA EXPUESTA (en superficie) 0.00 m ²
	INCREMENTO POR PRECIPITACION 0.000026 m ³	INCREMENTO POR PRECIPITACION 0.00	INCREMENTO POR PRECIPITACION 2.000527 m ³	INCREMENTO POR PRECIPITACION 0.004277 m ³	INCREMENTO POR PRECIPITACION 0.00
	PERDIDA POR EVAPORACION 0.0002283 m ³	PERDIDA POR EVAPORACION 0.00	PERDIDA POR EVAPORACION 0.001378 m ³	PERDIDA POR EVAPORACION 0.01119 m ³	PERDIDA POR EVAPORACION 0.00
D E M A S A	RANGO DE VARIACION DE 10.4897717 A 10.5000856 m ³	RANGO DE VARIACION ASOCIADA CON LA VARIACION DEL EQUIPO DE BOMBEO, EL CUAL SE CALCULO POR UN CAUDAL CONSTANTE DE 10.5 m ³	RANGO DE VARIACION DE 10.496422 A 10.500512 m ³	RANGO DE VARIACION DE 10.487132 A 10.504789 m ³	RANGO DE VARIACION DE 10.487132 A 10.504789 m ³
	VARIACION DE CONCENTRACION ASOCIADA CON EL TRATAMIENTO NO HAY 0.0.0. 349 mg/l, 498 kg/día 0.0.0. 290 mg/l, 283 kg/día S.S.T. 380 mg/l, 344 kg/día	VARIACION DE CONCENTRACION ASOCIADA CON EL TRATAMIENTO NO HAY 0.0.0. 349 mg/l, 498 kg/día 0.0.0. 290 mg/l, 283 kg/día S.S.T. 380 mg/l, 344 kg/día	VARIACION DE CONCENTRACION ASOCIADA CON EL TRATAMIENTO: PARA D.O. Y D.B.O., PARA S.S.T. 80%. 0.0.0. 82.35 mg/l, 74.8 kg/día 0.0.0. 43.50 mg/l, 38.3 kg/día 76.00 mg/l, 68.8 kg/día PRODUCCION DE BODAS Y LODO DE EXCESO, ESTIMADOS A PARTIR DE LA D.O. REMOVIDA 1373.3 mg/l ó 338.7 kg/día, DE D.O. TRANSFORMADOS A BODAS ó 93.4 mg/l ó 84.7 kg/día, DE D.O. TRANSFORMADOS A LODO	VARIACION DE CONCENTRACION ASOCIADA CON EL TRATAMIENTO, 80% PARA LOS TRES PARAMETROS 0.0.0. 32.9 mg/l, 29 kg/día 17.40 mg/l, 0.8.0. 15.78 mg/l, 0.8.0. 30.58 mg/l, 27.72 kg/día LA CANTIDAD REMOVIDA QUEDA EN EL FILTRO ACUMULANDOLO, HASTA LA LIMPIEZA DE MANTENIMIENTO	VARIACION DE CONCENTRACION ASOCIADA CON EL TRATAMIENTO NO HAY 0.0.0. 32.94 mg/l, 29 kg/día 0.0.0. 17.4 mg/l, 15.78 kg/día S.S.T. 30.58 mg/l, 27.72 kg/día

NOTAS

1. EL BALANCE HIDRAULICO Y DE MASA, SE DESARROLLA PARA EL CAUDAL PROMEDIO (10.5 lps)
 2. EN EL CASO DEL BALANCE HIDRAULICO, LAS PERDIDAS POR INFILTRACION SON NULAS, YA QUE LAS ESTRUCTURAS SERAN IMPERMEABLES.
 3. LA ESTIMACION DE GANANCIA O PERDIDA SE ASOCIA ENTONCES A PRECIPITACION Y EVAPORACION, SE ESTIMO PARA LA ZONA DE CHIAUTLA
 4. LA ESTIMACION DE GANANCIA O PERDIDA SE HACE EN REFERENCIA AL ELESPEJO DE AGUA EXPUESTO

INGENIEROS ESTRUCTURALES S.C. DE C.V.

AV. LOMAS FLORIDAS 1002
C.P. 71200
TEL. 01 985 511 1111

MUNICIPIO DE CHIAUTLA, MEXICO

PLANTA DE TRATAMIENTO ANAEROBIO-DESINFECCION
MUNICIPIO DE CHIAUTLA

CHIAUTLA

PERFIL HIDRAULICO

No.

LIC. JOSE HERRERA HERRERA

Fig. 4.1 Perfil de la Planta de Tratamiento.

Capítulo V Colector General Sanitario

3.1.- Zona Norte

El período económico de diseño tendrá un valor de 15 años, según lo estipulado por las Normas Técnicas Complementarias en el no. 2 de las consideraciones en que se basa el diseño.

Cálculo de población Futura

A continuación se analizará y se determinará al número de habitantes para este sistema, ya que es un dato fundamental para proyectar el gasto que conducirá dicho colector.

La información de población se tomará del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), a fin de obtener la población a futuro para este Municipio y un censo físico, para los Municipios vecinos por medio de la Dirección de desarrollo Urbano, Obras Públicas y Ecología.

COMUNIDADES	HABITANTES					
	1950	1960	1970	1980	1990	1994
OCOPULCO	616	863	1,241	1,759	2,150	---
SAN LUCAS	299	359	506	699	1,023	2,180
TEPETITLÁN	438	582	802	1,220	2,594	---
TLALTECAHUACÁN	211	249	361	507	---	2,090
IXQUITLÁN	74	59	92	182	---	---
LA CONCEPCIÓN	---	---	---	---	459	---

Esta proyección de población se efectuará, empleando cuatro métodos estadísticos

Geométrico
Mínimos Cuadrados
Incremento Medio Total
Ley de Malthus

Como ejemplo se efectuará el cálculo de población futura para la Localidad de Tepetitlán

MÉTODO GEOMÉTRICO

AÑO	Nº HABS.	INCREMENTO	% INCREMENTO
1950	438		
1960	582	144	32.87
1970	802	220	37.80
1980	1 220	418	52.12
1990	2 594	1374	112.62
		SUMA	235.41

% DE INCREMENTO ANUAL = $235.41/40 = 5.88$

f = Población futura al año deseado.

P_a = Población actual (último censo).

N = % de incremento anual x N° de años.

$$N = (5.88)(19) = 111.72$$

$$P_f = (2009) = 2\,594 + (2\,594 \times 111.72)/100 = 5\,492.01$$

POBLACIÓN FUTURA AL AÑO 2 009 = 5 492 Habs.

MÉTODO DE MÍNIMOS CUADRADOS

X	Y	X^2	XY
1950	438	3 802 500	854 100
1960	582	3 841 600	1 140 720
1970	802	3 880 900	1 579 940
1980	1 220	3 920 400	2 415 600
1990	2 594	3 960 100	5 162 060
$\Sigma X = 9\,850$	$\Sigma Y = 5\,636$	$\Sigma X^2 = 19\,405\,500$	$\Sigma XY = 11\,152\,420$

Se establece el siguiente sistema de ecuaciones:

$$5\,636 = 5a + 9\,850b \quad \text{ec. 1}$$

$$11\,152\,420 = 9\,850a + 19\,405\,500b \quad \text{ec. 2}$$

De la ec. 1 despejamos a

$$a = (5\,636 - 9\,850b)/5$$

Se sustituye a en función de b en la ec. 2.

$$11\,152\,420 = 9\,850 [(5\,636 - 9\,850b)/5] + 19\,405\,500b$$

$$11\,152\,420 = 11\,102\,920 - 19\,404\,500b + 19\,405\,500b$$

$$49\,500 = 1000b$$

$$b = 49.5$$

$$a = (5\,636 - 9\,850 \cdot 49.5)/5$$

$$a = -96\,387.8$$

$$Y = 49.5x - 96\,387.8$$

$$Y(2009) = 49.5(2009) - 96\,387.8$$

$$Y(2009) = 3\,057.7$$

POBLACIÓN FUTURA AL AÑO 2009 = 3 058 Habs.

MÉTODO DEL INCREMENTO MEDIO TOTAL

AÑO	Nº HABS.	LOG. HABS.	LOG. (1+r)
1950	438	2.641474111	
1960	582	2.764922985	0.012344887
1970	802	2.904174368	0.013925138
1980	1 220	3.086359831	0.018218546
1990	2 594	3.413969972	0.032761014
		SUMA	0.077249585

$$\text{PROMEDIO} = 0.077249585/4 = 0.01931239625$$

$$\text{Log Pf} = \text{Log. Pa} + n\text{Log. (1+r)}$$

Pf = Población futura al año deseado

Pa = Población actual (último censo).

n = Número de años censales.

$$\text{Log. Pf}=(2009) = 3.413969972 + (19* 0.01931239625)$$

$$\text{Log. Pf}=(2009) = 3.780905501$$

$$\text{Pf}=(2009) = 6 038.17$$

POBLACIÓN FUTURA AL AÑO 2 009 = 6 039 Habs.

MÉTODO DE LA LEY DE MALTHUS

AÑO	Nº HABS.	INCREMENTO	PORCENTAJE
1950	438		
1960	582	144	32.87
1970	802	220	37.80
1980	1 220	418	52.12
1990	2 594	1374	112.62
		SUMA	235.41

$$\text{PROMEDIO ARITMÉTICO} = 235.41/4 \times 100 = 0.59$$

$$\text{Pf} = \text{Pa} (1+a)^n$$

Pf = Población futura al año deseado.

Pa = Población actual (último censo).

n = Número De años censales en décadas.

$$\text{Pf}=(2009) = 2 594 (2594)(1 + 0.59)^{1.9} = 6 261$$

POBLACIÓN FUTURA AL AÑO 2 009 = 6 261 Habs.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

Para obtener el valor definitivo de la población de proyecto, se realiza el promedio aritmético de los resultados anteriormente obtenidos con la excepción del Método de Mínimos Cuadrados, ya que es un valor muy bajo y puede incidir con una tendencia a la baja, que nos lleve a diseñar las obras con capacidad errónea a la realmente necesaria, por lo que se tiene:

MÉTODO	POBLACIÓN
--------	-----------

Geométrico	5 492
Incremento Medio Total	6 039
Ley de Malthus	6 261

Finalmente se tiene un promedio de 5 931 habitantes como población de proyecto definitiva para el año 2009.

Procediendo de la misma forma, la población futura para el resto de las comunidades se observa en la siguiente tabla.

POBLACIÓN	DATOS DE PROYECTO (2009)
OCOPULCO Y LA CONCEPCIÓN	17 707
SAN LUCAS	3 691
TEPETITLÁN	5 931
TLALTECAHUACÁN	3 925
IXQUITLÁN	1 414
SUMA	32 668

Para los Municipios de Papalotla y Tepetlaoxtoc los habitantes calculados que se servirán de éste sistema para el año proyectado a 2 009, según oficios emitidos por cada Municipio será de 32 270 Habs.

Análisis de Aportaciones

Se obtendrá el total de aportaciones al sistema de las poblaciones del proyecto. Entendiendo por aportación, como la cantidad de agua desechada al sistema que está en función de la dotación de agua potable por cada habitante.

De acuerdo a normas tomaremos que la aportación de aguas negras es del 80% de la dotación de agua potable. También nos da la aportación para la población de proyecto dependiendo del clima, para este caso templado. Tales aportaciones se calculan con la siguiente fórmula:

$$Q = \text{Población} \times \text{Dotación} \times \text{Factor de aportación}$$

Limitantes de diseño.

a) Variación máxima instantánea aplicada al gasto medio diario (Coeficiente de Harmon).

$$Q_{\text{máx. int.}} = MQ_{\text{med.}}$$

$$M = 1 + 14/[4 + (P)^{1/2}]$$

b) Coeficiente de seguridad. Se deberá considerar para prever los excesos en las aportaciones que pueda recibir la red por concepto de aguas pluviales domiciliarias, o bien, aguas negras producto del crecimiento demográfico. Su valor es de 1.8 y se aplica en el cálculo de gasto máximo.

Cálculo del gasto medio:

$$Q_{\text{med.}} = (\text{APLDA})/86,400$$

Cálculo del gasto mínimo:

$$Q_{\text{mín.}} = 0.5 Q_{\text{med.}}$$

Gasto máximo extraordinario:

$$Q_{\text{máx. ext.}} = 1.8 Q_{\text{máx. int.}}$$

Tabla de Aportaciones

Localidad	Población (hab.)	Aportación (Lts./día)	Coeficiente de Harmon	Qmed (Lts/seg.)	Qmax inst (Lts/seg.)	Qmin. (Lts/seg.)	Qmáx. ext. (Lts/seg.)
Tepetlaoxtoc y Papalotla	32,270	3' 872,400	2.44	44.82	109.63	22.41	164.45
Tepetitlán	5,931	711,720	3.17	8.23	20.16	4.12	39.23
Ixquitlán	1,414	169,680	3.69	1.96	7.26	0.98	10.89
Tlaltecahuacán	3,925	471,000	3.34	5.45	13.21	2.72	27.31
San Lucas	3,691	442,920	3.36	5.12	12.24	2.56	25.87
Ocopulco y la Concepción	17,707	2' 124,840	2.70	24.59	60.54	12.29	99.81

Análisis Hidráulico.

Una vez calculadas las Aportaciones y Limitantes de Diseño (Gastos) a continuación determinaremos el comportamiento hidráulico durante su trayectoria bajo la condición a tubo lleno, utilizando el Nomograma de Manning obtendremos las velocidades y diámetros de cada tramo o crucero de ducto, y así comprobar que estamos dentro de los límites máximos y mínimos que indican las normas para alcantarillado.

Tabla de cálculos hidráulicos.

Tendremos a manera de ejemplo el crucero Papalotla el cual analizaremos paso a paso y para los otros cruces se vaciarán los resultados directamente en la tabla.

Datos de Proyecto

Población	32,270 hab.
Dotación	150 Lts/hab./día.
Aportación /Habitante	120 Lts./hab./día.
Total Aportación	3' 872,400 Lts./día.

Gasto medio (Q_{med})	44.82 Lts./seg.
Gasto mínimo (Q_{min})	22.41 Lts./seg.
Gasto máximo instantáneo ($Q_{m\acute{a}x. inst.}$)	109.63 Lts./seg.
Gasto máximo extraordinario ($Q_{m\acute{a}x. ext.}$)	164.45 Lts./seg.
Longitud tributaria	19.00 Km.

Crucero Papalotla y Tepetlaoxtoc

Población servida acumulada (en miles) = 32.270 hab.

$$M = 1 + 14 / [4 + (32.270)^{1.2}]$$

$$M = 1 + 14 / 9.68$$

$$M = 2.44$$

$$Q_{med.} = (32,270 \times 0.8 \times 150) / 86,400$$

$$Q_{med.} = 44.82 \text{ lts./seg.}$$

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

$$Q_{min} = 22.41 \text{ lts./seg.}$$

$$Q_{m\acute{a}x. inst.} = M Q_{med.}$$

$$Q_{m\acute{a}x. inst.} = 109.36 \text{ lts./seg.}$$

$$Q_{m\acute{a}x. ext.} = 1.8 Q_{m\acute{a}x. inst.}$$

$$Q_{m\acute{a}x. ext.} = 164.04 \text{ lts./seg.}$$

De acuerdo a la tabla de Pendientes Máximas y Mínimas V.C. 1978 de las Normas técnicas, se obtiene un diámetro de 61 cm. y una pendiente de 0.008, se propone tomar la pendiente de 2 milésimas debido a las condiciones del terreno (sempi plano).

Se procede a calcular el gasto a tubo lleno, por medio de la siguiente fórmula:

$$Q = A/n R^{2/3} S^{1/2}$$

$$A - \text{área hidráulica} = \pi D^2/4$$

$$P - \text{perímetro mojado} = 2\pi r$$

$$R - \text{radio hidráulico} = A/P$$

$$S = \text{pendiente}$$

$$A = \pi(0.61)^2/4 = 0.292$$

$$P = 2\pi(0.305) = 1.916$$

$$R = (0.292)/(0.013)(0.152)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 1.152$$

$$Q = (0.292)/(0.013) (0.152)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 288.04 \text{ lts./seg.}$$

Cálculo de velocidad a tubo lleno

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

$$V = 1/(0.013) (0.152)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 0.99 \text{ m/seg.}$$

Ahora se pueden calcular las velocidades a gasto mínimo y a gasto máximo

Se tiene la relación de gastos para la velocidad mínima

$$R_{Q_{\min}} = Q_{\min}/Q_{\text{Tub. Lleno}}$$

$$R_{Q_{\min}} = (22.41)/(288.04) = 0.080$$

Usando el Nomograma de Manning se encuentra el valor 0.080 y se traza una línea horizontal en la escala de relación de gasto de tubo parcialmente lleno a tubo lleno y se lee la relación de velocidad de tubo parcialmente lleno a tubo lleno, dando un valor de:

$$R_{V_{Q_{\min}}} = 0.61$$

$$V_{Q_{\min}} = (V_{\text{Tub. Lleno}})(R_{V_{Q_{\min}}})$$

$$V_{Q_{\min}} = (0.99)(0.61) = 0.60 \text{ m./seg.}$$

Se procede de igual forma para la velocidad Máxima.

$$R_{Q_{\max}} = Q_{\max}/Q_{\text{Tub. Lleno}}$$

$$R_{Q_{\max}} = (164.04)/(288.04) = 0.57$$

$$R_{V_{Q_{\max}}} = 1.01$$

$$V_{Q_{\max}} = (V_{\text{Tub. Lleno}})(R_{V_{Q_{\max}}})$$

$$V_{Q_{\max}} = (0.99)(1.01) = 1.00 \text{ m./seg.}$$

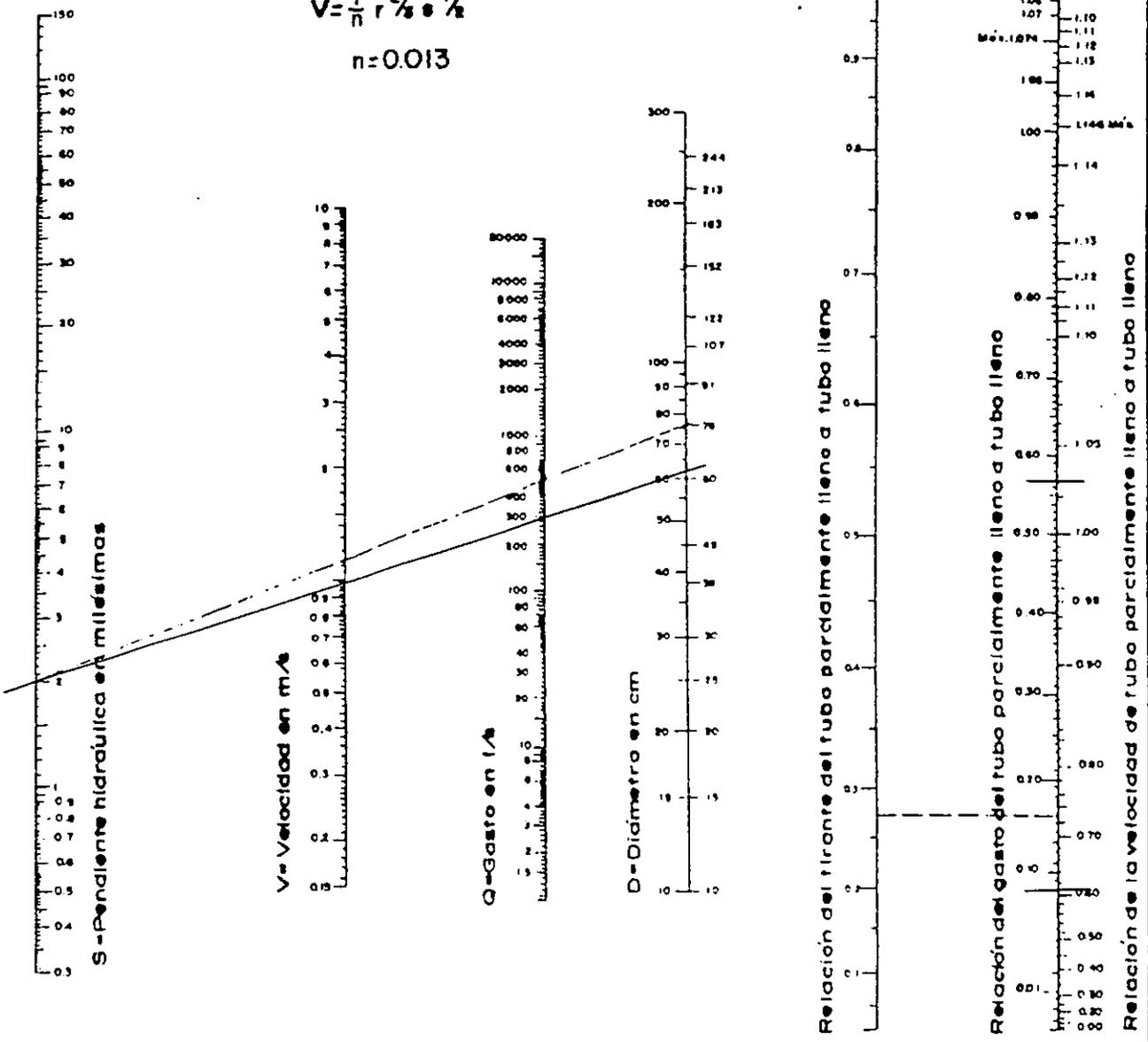
Haciendo uso del Nomograma de Manning, partiendo del valor del diámetro $D = 61 \text{ cm.}$ y la pendiente $S = 0.002$, se unen ambos valores obteniendo $Q_{\text{Tubo Lleno}} = 290 \text{ lt./seg.}$ y $V_{\text{Tubo Lleno}} = 0.99 \text{ m./seg.}$

Por lo que podemos observar que llegamos a los mismos resultados analíticamente o gráficamente.

De este modo se encuentran los valores del resto de los cruceros, resumidos en la tabla.5.1 y se anexa un perfil del Colector.

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

$n = 0.013$



Ejemplo: D = 76 cm., con S = 2 milésimas, uniendo los puntos de estos datos se obtienen Q tubo lleno = 516 l/seg y V tubo lleno = 1.14 m/seg. Si circulan 80 l/seg. con S = 2 milésimas, se calcula $R_0 = \frac{80}{516} = 0.16$ que llevado a su escala permite obtener $R_v = 0.73$ y $R_T = 0.27$ mediante los cuales se calculan:

$V_{\text{parc. lleno}} = 1.14 \times 0.73 = 0.83 \text{ m/seg}$
 $T_{\text{parc. lleno}} = 0.27 \times 0.76 = 0.21 \text{ m}$

SAHOP	SUBDIRECCION DE PROYECTOS
	ALCANTARILLADO NOMOGRAMA DE MANNING n = 0.013

JULIO 1959
 Conforme: *[Signature]*
 ING. ULISES
 Actualizó: *[Signature]*
 JULIO VÉRGAS R.

Calcularon Ing. R. Popoca E. - R. Gúzman. Revisó Ing. S. Lugo N.

5.1 Tabla de Cálculos Hidráulicos del Colector General Sanitario Zona Norte

Cruce Comunidades	Longitudes (m)			Población Servida (Acumulada)	Coef. Harmon	Gastos de Aguas Negras (lts./seg.)				Pendiente (milésimas)	Diámetro de tubo (cm.)	Funcionamiento Hidráulico			
	Propia del tramo	Tributaria en el cruce.	Acumulada para el tramo.			Mín.	Med.	Máx.	Máx. Ext.			Tubo Lleno		Velocidad Efectiva	
												Gasto (lts./seg.)	Velocidad (m./seg.)	Mínimo (m./seg.)	Máximo (m./seg.)
Papalotln y Tepetlaotoc	0.00	19,000	19,000	32,270	2.44	22.41	44.82	109.36	164.04	2	61	288.04	0.99	0.60	1.00
Tepetitlán	1,348	4,900	25,248	38,201	2.37	26.53	53.05	126.02	189.03	2	61	288.04	0.99	0.60	1.05
Ixquiltán	812	920	26,980	39,615	2.36	27.51	55.02	129.85	194.77	2	61	288.04	0.99	0.62	1.06
Tliltccahuacán	754	2,250	30,248	43,540	2.32	30.24	60.48	140.37	210.55	2	61	288.04	0.99	0.63	1.07
San Lucas	823	4,100	35,207	47,231	2.28	32.80	65.60	150.06	225.10	2	76	515.77	1.13	0.63	1.10
La Concepción y Ocopulco	683	7,300	43,190	64,938	2.16	45.09	90.19	194.90	292.36	2	76	515.77	1.13	0.69	1.15

2.- Zona Centro - Sur.

Dependencias de gobierno se han interesado por incluir programas que puedan ayudar a la conservación del medio ambiente, tal es el caso de la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (C.E.A.S), la cual ha considerado la construcción de un colector de drenaje sanitario paralelo al río Xalapango denominado "Emisor Intermunicipal", cuyo objetivo es captar las aguas residuales de los Municipios de Texcoco, Chiautla, Chiconcuac y Atenco; Disponiendo las aguas residuales a una planta de tratamiento ubicada en terrenos ejidales de este último.

Para Chiautla esto representa una gran ayuda, ya que permitirá conducir las aguas negras através de varios colectores con descarga al Emisor Intermunicipal.

Este Proyecto fue elaborado por la C.E.A.S., por lo que hemos de considerar los niveles de arrastre de este proyecto con respecto a los colectores.

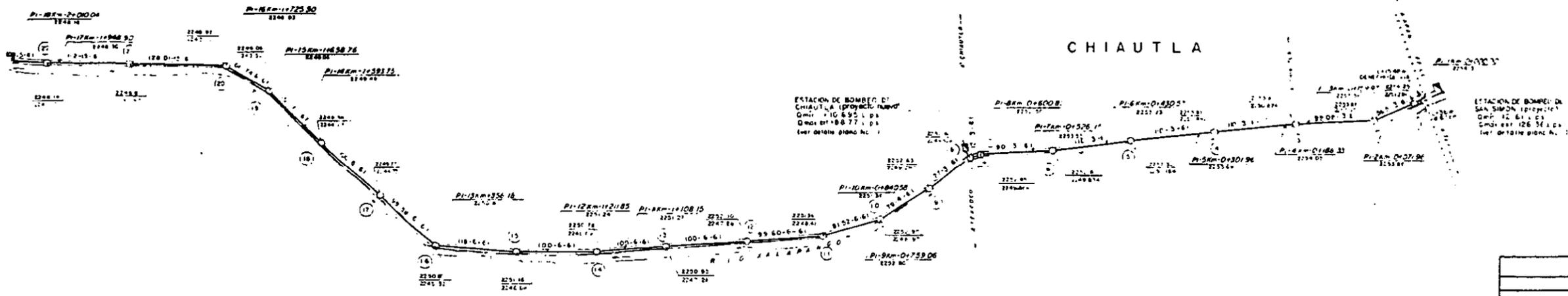
Este Emisor desarrolla una longitud de 1.8 km., inicia en la Localidad de San Simón correspondiente al Municipio de Texcoco, atraviesa al Municipio de Chiautla en la parte sur, continua por Zapotlán y desemboca en terrenos ejidales ambos corresponden al Municipio de Atenco, lugar donde se tiene proyectada la construcción de una planta de tratamiento, misma que en este estudio no se analizará.

Chiautla aportará dos descargas al Emisor Intermunicipal:

La primera es la más importante, ya que su trayectoria y descarga están orientadas hacia un cárcamo de bombeo situada a la orilla del río Xalapango. Actualmente da un servicio deficiente, esto se solucionará con la construcción del Colector Centro ubicado en la cabecera municipal. El cual tiene como objetivo conducir las aguas residuales del oriente y parte del poniente de la zona Centro - Sur, através de la Av. del Trabajo.

Para dar mayor eficiencia, la C.E.A.S. tiene proyectado la construcción de un nuevo Cárcamo que cumpla con las partes y normas que una estructura de este tipo deba considerar

La segunda y de importancia a futuro es la que seguirá por el camino a San José en Santa Catarina y parte de Huitznahuac, la cual propone descargar la parte poniente de la zona Centro - Sur. Se anexa el perfil del Colector.



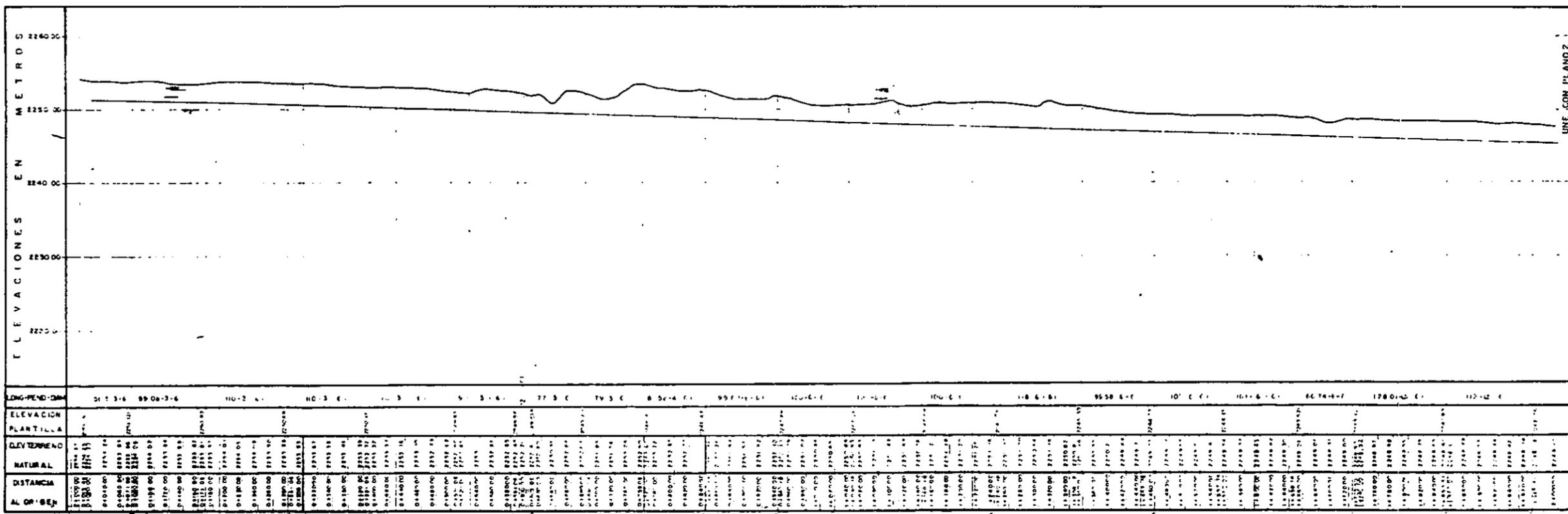
PLANTA
ESCALA 1:2000

CANTIDADES DE OBRA	
TUBERIA DE CONCRETO REFORZADO DE 60 CM DE DIAMETRO	11.74 KM
POZOS DE VISTA TRIPLO COMUN	1
ESTACIONES DE BOMBEO	2
VOLUMETRIA	
MATERIAL A	70%
MATERIAL B	30%
PLANTILLA	11.74 KM
RELEV.	11.74 KM

DATOS DE PROYECTO	
POBLACION ACTUAL (P.M.)	7124
POBLACION PROYECTADA (P.M.)	15400
GASTOS	
MINIMO (L.P.M.)	12.60
MEJORADO (L.P.M.)	29.20
MAXIMO INSTANTANEO	84.23
MAXIMO ESTACIONARIO	126.36
COEFICIENTE DE PREVISION	1.5
VELOCIDAD MINIMA	0.60 m/s
VELOCIDAD MAXIMA	3.00 m/s
SEPARACION	SEPARACION
LABORIOS ESTABILIZACION	LABORIOS ESTABILIZACION
GRAVEDAD	GRAVEDAD
PARABOLA	PARABOLA

SIMBOLOGIA	
ESTACION DE BOMBEO	3
POZO DE VISTA INTERCEPTOR	1
ELEVACIONES	TERRENO 2256.25 PLANTILLA 2257.25
DISTANCIA-PENDIENTE-DIAMETRO	56.51-3.61
POZO DE VISTA Y NUMERO	1

NOTA
1. Los elevaciones de puntos micrométricos corresponden a la altura de la tubería.



PERFIL

GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO
SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y OBRAS PUBLICAS
COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO
SECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

PROYECTO EJECUTIVO DEL EMBOR DE LOS SISTEMAS SAN SIMON
CHIAUTLA, ATENCO, CHICONDUCAC, ZAPOTLAN Y ALCALCOCAC
ALCANTARILLADO DE AGUAS NEGRAS
DEL KM-0+000.00 AL KM-2+000.00
MUNICIPIO VARIOS

SEPTIEMBRE 1998 PLANO DE 5

Capítulo VI Operación, Mantenimiento y Reuso de agua.

1.- Colector

Los colectores sanitarios Zona Norte y Centro - Sur, deben funcionar eficientemente, para ello es necesario dar mantenimiento por lo menos una vez al año, que radica en la revisión de la línea a través de los pozos de visita, se debe observar que el fluido se desplace en la dirección correcta sin que se llene el pozo, por lo que es conveniente verificar el nivel de aguas residuales con el objeto de determinar el o los tramos obstruidos para lo cual se requiere utilizar un equipo adecuado tal como: bomba, pala, varillas y un camión con equipo vector. El organismo o dependencia operadora deberá destinar un presupuesto anual para el mantenimiento de estos colectores ya que son esenciales para alojamiento de las aguas residuales.

2.- Atarjeas

La red de atarjeas se compone por toda la línea receptora de descargas domiciliarias. En ellas es frecuente el azolvamiento provocado por lodo, basura, cadáveres de animales y botellas, que provoca que la tubería se tape, ocasionando el desbordamiento de aguas residuales por los orificios de las tapas de los brocales.

Se debe contar con personal especializado y el equipo necesario para efectuar los trabajos de limpieza de las líneas.

3. Cárcamos

Para el cárcamo que actualmente opera en la Zona Centro - Sur, así como el proyectado al final del Colector General Sanitario Zona Norte, serán las estructuras principales para almacenar y bombear el agua residual.

Una vez que el colector descarga el fluido al cárcamo, este pasa a través de unas rejillas que impiden el paso de sustancias sólidas, hasta llegar al pozo de recepción, de donde las aguas negras serán bombeadas en el caso de la Zona Centro - Sur, hacia el Colector Intermunicipal y para la Zona Norte cabe la posibilidad que sea a una planta de tratamiento, las paredes de esta estructura serán lisas para evitar la acumulación de sedimentos y facilitar su mantenimiento.

El cárcamo debe tener ventilación en la parte superior para evitar la acumulación de olores, gases y humedad, factores que pueden favorecer la corrosión de la estructura del cárcamo.

El equipo electromecánico debe ser instalado y operado por personal calificado, teniendo cuidado en calibrar y ajustar todos los instrumentos de medición.

Deberá verificarse que cada uno de los componentes electromecánicos posean una placa metálica que contenga: fabricante, número de serie, tamaño, marca, tipo de bomba, capacidad, velocidad de operación, amperes, watts, etc., con el propósito de agilizar su reparación en caso necesario.

El bombeo debe realizarse una vez que el nivel en el cárcamo sea el de operación de la bomba hacia la planta de tratamiento o Colector Intermunicipal.

6.4.- Planta de Tratamiento

Para nuestros fines, se ha hecho mención de la planta de tratamiento del sistema de Chimalpa. Su proceso incluye una estructura de pretratamiento mediante una unidad de cribado y desarenación. Posteriormente se tiene una estructura de bombeo, integrada por el cárcamo y los equipos electromecánicos correspondientes, que permitirán darle carga hidráulica al sistema, este cuenta con un sistema de rejillas.

La eliminación de materia orgánica se desarrolla en el reactor anaerobio de flujo ascendente, reduciendo la carga orgánica de un 70 al 85 %. Con la finalidad de reducir la turbulencia del agua, se cuenta con un filtro lento de arena, asegurando así que al llegar a la unidad de desinfección se tenga sólo agua turbia.

Finalmente para obtener la calidad microbiológica del agua tratada, se procede a la desinfección, por medios del uso de radiación ultravioleta, con la cual, la reducción esperada de microorganismos será de 99.99%.

Al igual que los colectores y la red de atarjeas es necesario que la operación la realice personal capacitado, por ello es recomendable que el órgano operador sea el propio H. Ayuntamiento, el cual debe responsabilizarse por las reparaciones de los sistemas.

Para poder reusar el agua, una vez tratada, la zona cuneta con un sistema de canales de riego los cuales podrán adaptarse a la salida de la planta de tratamiento, es importante señalar que la calidad del agua una vez procesada es exclusivamente para riego, aplicable a cualquier tipo de cultivo. Este beneficio sólo es para los ejidos de la localidad de Chimalpa, debido a la pendiente del terreno natural.

Conclusiones

El desalojo de las aguas residuales del Municipio de Chiautla, no se había estudiado a fondo, la zonificación de las comunidades se realizó de acuerdo a las características y condiciones del terreno natural, facilitando su recolección, por medio de los colectores de la Zona Norte y Centro – Sur, para conducir las aguas residuales hacia una posible Planta de Tratamiento o Laguna de Oxidación.

El sistema de Chimalpa cuenta con la construcción parcial de una planta de tratamiento, que una vez que se encuentre funcionando, se encargará de captar y procesar el agua residual, para poder reusarla en la agricultura.

La información contenida en este trabajo se apega a la realidad y puede ser empleada para el inicio, ampliación, rehabilitación o terminación de las Obras de Alcantarillado Sanitario en este Municipio.

En conclusión se logró en objetivo planteado, de prever y solucionar el sistema de alcantarillado, preservando el medio ambiente y mantener el equilibrio ecológico de la región.

Bibliografía

Fair, G. M., Geyer, J.C, Okun, D.A.
Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales, Vol. I
Ed. Limusa, 1983

Centro de Educación Continua
Apuntes de Sistemas de Alcantarillado
Facultad de Ingeniería

Steel Ernest W.
Abastecimiento de Agua y Alcantarillado
Ed. Gustavo Gili, 1965

Metcalf - Eddy
Ingeniería Sanitaria: Tratamiento, Evacuación y Reutilización
de Aguas Residuales
Ed. Labor, S.A., 1985

Sotelo Avila Gilberto
Hidráulica General
Ed. Limusa, 1982

Secretaría de Salubridad y Asistencia
Dirección de Ingeniería Sanitaria
Manual de Saneamiento, Vivienda, Agua y Desechos
Ed. Limusa

Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas
Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario
en Localidades Urbanas de la República Mexicana.
Secretaría de Salud

Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control
Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios
Diario oficial de la Federación, 18 de enero de 1988.

Apuntes de Alcantarillado
Jorge Luis Lara González
UNAM, 1993

Apuntes de Hidráulica II
Gilberto Sotelo Avila
Facultad de Ingeniería