18

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

E. N. E. P. CAMPUS ARAGON

PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA COMUNIDAD DE SAN SIMON EN TEXCOCO, EDO. DE MEXICO

ALUMNO: ***SERGIO OLIVA LARA***

ASESOR: ***ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ***

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2000

275160

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ARAGON - UNAM
JEFATURA DE CARRERA
DE INGENIERIA CIVIL

ENAR/JCIC/015/2000

Asunto: Asignación de jurado.

LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS
Secretario Académico
P r e s e n t e.

Por medio del presente, me permito relacionar a usted los nombres de los profesores que sugiero integren el Sínodo para el Examen Profesional del C **SERGIO OLIVA LARA**, de la carrera de Ingeniería Civil, con el tema de tesis: **"PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA COMUNIDAD DE SAN SIMON EN TEXCOCO, EDO. DE MEXICO".**

PRESIDENTE:	ING. PASCUAL GARCIA CUEVAS	16-10-80
VOCAL:	ING. JOSE PAULO MEJORADA MOTA	16-10-80
SECRETARIO:	ING. JOSE MARIO AVALOS HERNANDEZ	16-10-82
SUPLENTE:	ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ	30-05-89
SUPLENTE:	ING. MA. DE LOS ANGELES SANCHEZ CAMPOS	27-09-96

Quiero subrayar que el director de la tesis es el Ing. Gilberto García Santamaría González, quien está incluido en base a lo que reza en el Reglamento de Exámenes Profesionales de ésta Escuela.

A t e n t a m e n t e.
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Estado de México a 17 de enero del 2000.
EL JEFE DE CARRERA

ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ

c.c.p. LIC. MA. TERESA LUNA SANCHEZ, Jefa del Departamento de Servicios Escolares.
c.c.p. ING. MA. DE LOS ANGELES SANCHEZ CAMPOS, Secretaria Técnica de Ingeniería Civil.
c.c.p. ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ, Asesor de Tesis.
c.c.p. Comité de Tesis.
c.c.p. Interesado.
GGSG*onc.

VNIVERSIDAD NACIONAL
AVTONOMA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON – UNAM
JEFATURA DE CARRERA
DE INGENIERIA CIVIL

LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS
Secretario Académico
P r e s e n t e .

Me dirijo a usted, para informarle que el C. OLIVA LARA SERGIO, pasante de la carrera de Ingeniero Civil, con número de cuenta: 9160157-9, ha terminado la elaboración de la tesis titulada:

"PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA
DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE
LA COMUNIDAD DE SAN SIMON EN
TEXCOCO, EDO. DE MEXICO"

Lo que comunico a usted para los fines que se estime procedente.

A t e n t a m e n t e .
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., a 17 de Enero del 2000

DIRECTOR DE TESIS

ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ

V°B°.

ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ

c.c.p. LIC. MARIA TERESA LUNA SANCHEZ, Jefa del Departamento de Servicio Escolares.
c.c.p. ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ, Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil.
c.c.p. ING. MA. DE LOS ANGELES SANCHEZ CAMPOS, Secretaria Técnica de la Carrera de Ingeniería Civil.
c.c.p. Asesor de Tesis.
c.c.p. Comité de Tesis

AGRADECIMIENTOS

A DIOS:

Por ser el que siempre
esta a mi lado para
guiarme en mi existir.
Así como también por ser
la fuente de sabiduría
y ser la fuerza que me impulsó
a terminar con éxito mis estudios.

A MIS PADRES:

Laureano Oliva Vázquez y Sofía Lara Pacheco

Por su amor y comprensión
por su gran apoyo y confianza
por saberme guiar en el buen camino
de la honestidad y el respeto.

A MIS HERMANAS:

Ana y Leticia Oliva Lara

Que en forma desinteresada
contribuyeron a la realización
de mi tesis.

A MI FAMILIA:

POR EL APOYO DESINTERESADO
QUE ME BRINDARON Y ASÍ PODER
CONCLUIR MI TESIS.

A MI ASESOR:

ING. GILBERTO GARCÍA SANTAMARIA GONZÁLEZ

POR SU VALIOSA AYUDA Y
COLABORACIÓN EN EL DESARROLLO
DE ESTE TRABAJO.

A LOS MAESTROS:

QUE DURANTE EL TRAYECTO
DE MI CARRERA SUPIERON
GUIARME Y BRINDARME UNA
FORMACIÓN PROFESIONAL
RECTA Y HONESTA.

A MI ESCUELA

CON AFECTO Y RESPETO.

INDICE

Pag.

INTRODUCCION 3
ANTECEDENTES 6
IMPORTANCIA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO 9
OBJETIVO DEL PROYECTO 11

UNIDAD I
DATOS DEL PROYECTO

1.0 Objetivo 13
1.1 Periodo Económico del Proyecto 13
1.2 Población del Proyecto 14
1.3 Métodos de Calculo para Poblaciones Futuras 16
1.4 Cálculo de la proyecciones de Población 18
1.5 Dotación de Agua Potable 20
1.6 Aportación 20
1.7 Tipo de Sistema 21
1.8 Longitud de la Red 22
1.9 Naturaleza del Sitio de Vertido 22
1.10 Sistema de Eliminación 22
1.11 Coeficiente de Previsión o Seguridad 23
1.12 Velocidades 23
1.13 Pendientes 24
1.14 Gasto Mínimo 26
1.15 Densidad de Población 27
1.16 Fórmulas Utilizadas 28
1.17 Obtención de los gastos de Proyecto 33
1.18 Datos de Proyecto 36

UNIDAD II
DISEÑO HIDRAULICO DE LAS ATARJEAS.

2.0 Diseño Hidráulico de las atarjeas 38
2.1 Diseño en condiciones normales 39
2.2 Pendiente Máxima 46

Pag.

2.3 Contra - Pendiente 53
2.4 Pozo con caída 60
2.5 Tabla de Cálculo Hidráulico 65
2.6 Relación de los elementos Hidráulicos 68

UNIDAD III

RECOMENDACIONES PARA EL BUEN FUNCIONAMIENTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

3.0 Recomendaciones para el buen Funcionamiento de la red de alcantarillado Sanitario . 71
3.1 Localización adecuada 71
3.2 Seguridad en la eliminación 73
3.3 Resistencia necesaria 75
3.4 Facilidades de inspección y Limpieza 76
3.5 Capacidad suficiente 77

UNIDAD IV

DESCRIPCION GENERAL DE LOS CONCEPTOS A EJECUTAR EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

4.0 Excavación de zanjas 79
4.0.1 Ejecución 83
4.1 Plantilla 87
4.1.1 Ejecución 87
4.2 Instalación de tubería para alcantarillado 92
4.2.1 Ejecución 93
4.3 Instalaciones Generales y Obras Complementarias 97
4.3.1 Instalación de conexiones domiciliarias 97
4.3.1.1 Ejecución 98
4.3.2 Construcción de pozos de visita y cajas de caída 100
4.3.2.1 Ejecución 102
Anexo A 108
Conclusiones 113
Bibliografía 115
Planos del Proyecto

INTRODUCCION

El medio ambiente es el sistema exterior físico en el que vivimos junto con otros organismos. En él interactúan tanto la tierra, el agua y el aire. De la armónica relación entre el hombre y estos componentes dependen la satisfacción de las necesidades del primero y la conservación de los segundos. La armonía, sin embargo, nunca ha caracterizado estas relaciones, de ahí que los problemas ambientales residan en una escala, intensidad y complejidad que exige afrontarlos en sus propias y actuales dimensiones.

Esto es característico tanto en las grandes ciudades, como en las zonas rurales, tanto en una localidad como en la otra pueden identificarse grupos de población a partir de su relación con los problemas ambientales:

a) El de la población en general, que abarca todos los ciudadanos.

b) El de los profesionales y técnicos, cuyos trabajos se relacionan directamente con el medio ambiente y disponen de conocimientos especializados.

c) El de los políticos y gobernantes, que tienen a su cargo la conducción de los procesos de desarrollo y toma de decisiones más importantes para normar la conservación del medio ambiente y protegerlo. Tienen en general menos conocimientos especializados y lo que de ellos precisa, es

una visión general y amplia de los problemas y sus consecuencias.

Estos grupos actúan entre sí en diversas formas, los políticos y gobernantes toman las decisiones que directa e indirectamente determinan la política de protección y conservación del ambiente, pero están sujetos a la influencia del apoyo o falta de apoyo popular que les otorgan los ciudadanos y tienen que elegir las distintas opciones que les ofrecen los profesionales y técnicos.

Los profesionales llevan a cabo los planes y programas que han decidido adoptar e impulsar los dirigentes. Sin embargo, Contribuyen a la toma de decisiones puesto que han presentado las diferentes opciones y han señalado sus implicaciones. Dentro de sus respectivas actividades están en libertad de ser o no sensibles a los problemas del medio ambiente.

Los ciudadanos por su parte, a pesar de recibir y vivir sus efectos nocivos, en general desconocen la magnitud de cuestiones tales como contaminación del agua y del aire, degradación de suelos, desertificación, destrucción de bosques y selvas, etc. Como es natural viven obsesionados con sus problemas cotidianos y con su medio ambiente inmediato que padecen, con el hambre y la pobreza, con la carencia de agua y electricidad, con la basura, con las dificultades de vivienda y empleo, pero generalmente no comprenden las verdaderas causas de su malestar y muy pocas veces participan en su solución.

Todos los grupos enumerados están inmersos tanto en las causas que originan los problemas del medio ambiente, como con las implicaciones que tienen y, en consecuencia, en su prevención o en su remedio. Así, la protección y conservación del medio ambiente es una responsabilidad común de todos los seres humanos.

ANTECEDENTES

La vida en comunidades organizadas no pueden existir sin los servicios de abastecimiento de agua potable y de eliminación de las aguas negras.

El proyecto, Construcción y operación de las obras necesarias para proporcionar un abastecimiento de agua potable y tratar las aguas negras resultantes son problemas de Ingeniería Sanitaria .

El abastecimiento de agua y la eliminación de aguas negras debe considerarse como una unidad. En donde exista un abastecimiento de agua se producirán aguas negras. Si no se eliminan adecuadamente estas aguas de una comunidad se crean molestias y enfermedades.

Es bien sabido que en todo proceso patológico, cualquiera que sea su origen, es importante considerar tres factores: La patología del agente causal de la enfermedad, la susceptibilidad del huésped y las condiciones propicias del medio ambiente.

Aunque las epidemias originadas por el agua se han reducido en los últimos años, todavía existen enfermedades cuyos brotes suelen deberse a la contaminación del agua, como son la fiebre tifoidea y paratifoidea, la disentería y el cólera.

Es fácil comprender la necesidad de tomar serias medidas de control. Las medidas de control relacionadas con las condiciones sanitarias del medio ambiente son de fundamental importancia en la prevención de las enfermedades y el mantenimiento de la salud.

Por esto en la localidad de San Simón, Texcoco, Edo. De México, fue urgente la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario ya que no contaba con el.

La comunidad de San Simón se encuentra ubicada al Norte del Municipio de Texcoco, Edo. de México, para llegar a la localidad es necesario transitar por un tramo de la carretera México - Veracruz partiendo del centro de Texcoco hasta llegar al entronque del camino pavimentado de asfalto que da a la comunidad de San Simón.

El poblado esta conformado por dos colonias una de ellas lleva el mismo nombre del pueblo y la otra es la colonia San Antonio.

Sus limites son: al Norte con el pueblo de San José Texopa, al Oriente con el pueblo de la Resurrección , al Sur con el pueblo de Tulantongo , y al Poniente con los ejidos de San Andrés Chiautla.

Con esto decimos que toda comunidad debe estar dotada de un sistema de abastecimiento de agua que no ofrezca peligros para la salud de la población, con un sistema de alcantarillado adecuado.

Por otra parte, la población tiene una gran expansión haciendo que el uso de fosas sépticas sean totalmente inapropiadas, haciendo necesario más bien urgente la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario adecuado y suficiente.

La comunidad de San Simón cuenta con 4,925 habitantes aproximadamente de la cual el 60% es la población económicamente activa.

Tomando como 100% este 60% las ocupaciones más importantes son:

- 50% Obreros, laboran en Texcoco y el D.F.
- 15% Pintores, laborando en Texcoco
- 15% Albañiles, laborando en Texcoco
- 12% Campesinos
- 8% Profesionistas y trabajos de artesanía

Continuando con los antecedentes la totalidad de la población tiene propiedad privada, de lo que un 70% son construcciones de tabique con losa de concreto y un 30% son de adobe; del 70% de las construcciones de tabique el 45% cuentan con un nivel, el 25% restante con dos niveles.

Una de las actividades principales que ocupa a la población es la agricultura, una mínima parte de la tierra es usada para el cultivo de crisantemos, en invernadero y la mayoría se ocupa del cultivo de maíz, frijol, alfalfa y tomate, contando con un sistema de riego propio.

IMPORTANCIA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Desde el punto de vista sanitario, las aguas negras y pluviales son desechos originados por la actividad vital de una población y por la lluvia. En su composición se encuentran sólidos orgánicos y suspendidos que son sujetos de putrefacción. También contienen organismos vivos como bacterias y otros microorganismos cuyas actividades vitales promueven el proceso de descomposición.

Los sistemas de alcantarillado resuelven en forma muy positiva el problema de alejamiento de aguas negras y pluviales por medio de conductos o tuberías generalmente subterráneas que se encargan de recolectar las aguas de desechos en forma segura y rápida hasta el lugar de disposición final. Este lugar en un proyecto debidamente concebido, deberá ser un sitio que sea posible someterlas a un proceso de tratamiento. Dicho tratamiento de las aguas residuales generalmente consiste en la oxidación de la materia biodegradable que tiene como propósito lograr su estabilización para quitarles el poder nocivo que conllevan y poder disponer de ellas en forma segura sin que causen peligros ni riesgos a la salud humana en caso de ser reutilizadas.

Una localidad enfrenta dos necesidades básicas en materia de alcantarillado, desalojo de las aguas negras producidas tanto por la población, como por las actividades industriales y comerciales que en ella se llevan acabo, y el desalojo de las aguas de lluvia, las aguas negras se producen en forma continua y aumentan en cantidad conforme la

población crece y diversifica sus actividades socioeconómicas; producen enfermedades infecciosas, afectan la salud y el medio ambiente, y por tanto, deben ser tratadas antes de ser descargadas en ríos, lagos u otros cuerpos de agua, o de ser utilizadas para la agricultura, riego de jardines u otras actividades.

En contrapartida las aguas de lluvia son transitorias y su frecuencia e intensidad dependen del régimen de lluvia imperante en cada localidad, sin embargo, en todos los casos pueden dirigirse mediante interceptores hacia lugares y usos más racionales sin pasarlas a través de costosas instalaciones de tratamiento. La combinación de aguas negras y pluviales encarecen las obras necesarias para su manejo y desalojo en una localidad, dificulta los procesos de tratamiento y, en general, impide su uso adecuado y eficaz de los recursos disponibles. Por problemas de saneamiento y drenaje de una localidad por medio de un sistema de aguas negras.

Este método permite un manejo más racional de los costos involucrados, además de otorgar mayor prioridad a la salud y la protección del medio ambiente.

OBJETIVO DEL PROYECTO

Como objetivo es el proyectar el sistema de desalojo de aguas negras y contribuir a crear un ambiente más sano y un mejor nivel de bienestar para la comunidad de San Simón, Municipio de Texcoco, Edo. de México. Además de evitar contaminación de los mantos acuíferos y proteger la salud de los habitantes.

UNIDAD I

DATOS DEL PROYECTO

1.0 Objetivo.

Dar los datos de proyecto los cuales son: Población, Dotación, Aportación, Formulas para el cálculo hidráulico, Tipo de sistema, Sistema de eliminación , Coeficiente de seguridad, Longitud de la red, Velocidades permisibles, Gastos y Pendientes de las tuberías, así como calcular la población de proyecto.

1.1 Periodo Económico del Proyecto.

Se denomina Período Económico de Proyecto (P.E.P.) al número de años para el cual se diseña una obra de alcantarillado bajo el supuesto de que durante ese período se proporcionará un servicio suficiente y eficiente, sin incurrir en costos innecesarios, es decir, que se origina una fuerte inversión en la construcción de la obra lo cual nos lleva a decir que el proyecto sirva eficientemente a un número de habitantes.

El período Económico de Proyecto, se asocia al crecimiento previsible de la población y al monto de las inversiones requeridas, así como a las necesidades de operación. Por estas razones, su elección debe apoyarse en un estudio previo de posibilidades financieras de la población por servir, de la vida útil estimada para los materiales y del equipo necesario para operar el sistema de alcantarillado.

De acuerdo con la población por servir y los resultados del estudio socioeconómico que se realizará para su determinación, se captan como Período Económico de Proyecto los siguientes parámetros:

Para localidades mayores a 15,000 usuarios de 15 a 20 años.

Para localidades entre 2,500 y 15,000 usuarios de 6 a 10 años.

Para equipos electromecánicos (vida útil) de 10 a 15 años.

1.2 Población de Proyecto.

La determinación de las características de la población y su proyección futura, son los aspectos más importantes del análisis demográfico.

Las características de la población se obtienen por métodos de observación directa, encuestas, estudios demográficos previos y del análisis e interpretación de las estadísticas disponibles.

Para propósitos de un proyecto sanitario interesa conocer la población actual, la densidad de población y sus características generales como estructura por edades y nivel general de ingreso.

Las investigaciones de campo deben aprovecharse también para captar las características de vivienda y la existencia de actividades dentro de la comunidad que contaminen o tengan riesgo de contaminación.

En todos los casos de proyección de población es deseable contar con los datos censales de tres o cuatro décadas anteriores y una versión lo mas actualizada posible de la población actual. Las proyecciones de población se formulan para determinar la Población de Proyecto.

Para el proyecto, la determinación de la población futura es el dato más importante, pues de su realista estimación dependerá la capacidad del sistema de alcantarillado.

La población futura se calculará por medio de uno o varios de los métodos matemáticos y lógicos de proyección conocidos.

Como son:

a) Método aritmético
b) Método geométrico
c) Método del interés compuesto

1.3 Métodos de Cálculo para Poblaciones Futuras.

a) Método aritmético.

La expresión es la siguiente:

$$Ym = Yl + \frac{(Yl - Ye)(tm - tl)}{(tl - te)}$$

Donde:

Ym = Población deseada
Ye = Población del censo anterior
Yl = Población del censo posterior
te = Fecha del censo anterior
tl = Fecha del censo posterior
tm = Fecha deseada

Por lo general este procedimiento proporciona cantidades menores a la realidad, se aplica como una primera apreciación.

b) Método geométrico.

Se supone que la población crece a semejanza de un capital puesto a interés compuesto. La expresión tiene la siguiente forma:

$$\log Ym = \log Yl + (\log Yl - \log Ye)\frac{(tm - tl)}{(tl - te)}$$

Donde:

Ym = Población deseada

Ye = Población del censo anterior

Yl = Población del censo posterior

te = Fecha del censo anterior

tl = Fecha del censo posterior

tm = Fecha deseada

c) Método del interés compuesto.

La formula que utiliza este método para realizar las proyecciones de población es:

$$Pn = Po\ (1 - r)^n$$

Donde:

Pn = Población futura

Po = Población presente

r = Incremento probable por año

n = Número de años considerados

En donde el valor *r*, puede calcularse por medio de:

$$r = m \sqrt{\frac{p\,2}{p\,1}} - 1$$

Donde:

p2 y p1 = Población en dos fechas

m = Número de años entre esas dos fechas

1.4 Cálculo de las Proyecciones de Población.

AÑO	POBLACION	% DE INCREMENTO
1992	3,662	4.94
1993	3,843	4.68
1994	4,023	4.47
1995	4,203	17.18
1999	4,925	
		31.27

a) Método aritmético

$$Ym = 4{,}925 + \frac{(4{,}925 - 4{,}203)(2{,}014 - 1{,}999)}{(1{,}999 - 1{,}995)}$$

$$Ym = 4{,}925 + \frac{10{,}830}{4}$$

Ym=7,633 Hab.

b) Método geométrico

$$\log Ym = \log 4{,}925 + (\log 4{,}925 - \log 4{,}203)\frac{(2{,}014 - 1{,}999)}{(1{,}999 - 1{,}995)}$$

$$\log Ym = 3.69 + (0.07)(\frac{15}{4})$$

$$\log Ym = 3.69 + 0.26$$

$$\log Ym = 3.95$$

$$Ym = 8{,}912\ Hab.$$

c) Método del interés compuesto

$$Pn = 4{,}925\ (1+r)^{15}$$

$$r = \sqrt[4]{\frac{4{,}925}{4{,}203}} - 1$$

$$r=0.040$$

$$Pn = 4{,}925\ (1+0.040)^{15}$$

$$Pn = 8{,}870\ Hab.$$

Considerando los métodos mas representativos para obtener la población de proyecto, se calculo el siguiente promedio:

Método aritmético	7,663 Habitantes
Método geométrico	8,912 Habitantes
Método del interés compuesto	8,870 Habitantes
Suma:	25,415 Habitantes

Población de Proyecto = 8,472 Habitantes

1.5 Dotación de Agua Potable.

Para la obtención de este dato se tomaron en cuenta las recomendaciones hechas en la tabla siguiente:

Población de Proyecto (habitantes)	Tipo de clima Dotación (lts./hab./día)		
	Cálido	Templado	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 a más	350	300	250

De acuerdo a lo anterior y tomando en consideración el clima predominante en la zona de estudio, el cual es cálido, se toma como dotación 150 lts./hab./día.

1.6 Aportación.

Considerando que el alcantarillado de una localidad es reflejo del sistema de agua potable y por lo tanto, existe una relación directa entre Aportación de aguas negras y Dotación de Agua Potable. En general se acepta la siguiente relación:

Aportación de Aguas Negras = 75% u 80% de la Dotación de Agua Potable. Lo anterior porque la experiencia muestra que del total de Agua Potable que recibe una localidad, entre 20 y 25 % se pierde antes de llegar a la red de alcantarillado por factores tales como: fugas en la red, lavado de coches, riego de jardines, etc.

Para el presente proyecto se tomará el 80% de la Dotación, por lo tanto:

Aportación = Dotación x 80%
Aportación = 150 lts./hab./día x 0.80
Aportación = 120 lts./hab./día.

1.7 Tipo de Sistema.

El tipo de sistema propuesto para la localidad es Separado de Aguas Negras. Este sistema es aquel que se diseña únicamente para recibir las aportaciones de aguas de desecho, tanto domésticas como industriales, con el fin de alejarlas de la localidad hasta un sitio adecuado y previamente seleccionado.

El agua pluvial se canalizara hacia los terrenos de uso agrícola cercanos, aprovechando la topografía del terreno.

1.8 Longitud de la Red.

Este dato se obtuvo midiendo las distancias directamente del plano correspondiente al Proyecto de Alcantarillado Sanitario "Sistema San Simón" Municipio de Texcoco, obteniéndose como resultado una longitud de 5,402.77 mts.

1.9 Naturaleza del Sitio de Vertido.

El sitio para disposición final de las aguas residuales en el presente Proyecto es el Río denominado Jalapango, localizado al norte de la población; este río antiguamente fue un río con aguas limpias, producto de los desagües pluviales de la zona, pero a medida que las poblaciones por las que cruza fueron creciendo, lo fueron utilizando como receptor final de aguas negras sin previo tratamiento, por lo que se recomienda se considere a mediano plazo la realización de un proyecto de tratamiento de aguas residuales de las diferentes poblaciones que aportan sus aguas a este río.

1.10 Sistema de Eliminación.

Analizando la topografía de la localidad en cuanto a la altimetría, el sistema de eliminación será por Gravedad y Bombeo.

1.11 Coeficiente de Previsión o Seguridad.

Este coeficiente trata de prever los excesos de aportación que puedan ocurrir por concepto de aguas pluviales exclusivamente domiciliarias o bien por el producto de un crecimiento demográfico explosivo que aumentaría un consumo no previsto.

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

En este proyecto se utilizará el valor del coeficiente de previsión de 1.5.

1.12 Velocidades.

La velocidad de escurrimiento en una tubería, debe ser suficiente para impedir el alzolvamiento.

Tal velocidad es aproximadamente de 0.30 m/seg. que debe ser la suficiente para el escurrimiento en época seca. La experiencia ha demostrado que cuando las velocidades están abajo de este nivel, puede ocurrir la decantación de los sólidos en suspensión.

Bajo estas condiciones la velocidad mínima tolerable de 0.30 m/seg. se registra cuando el conducto lleva aproximadamente un 20% de su capacidad total.

La velocidad mínima cuando el tubo sea calculado como totalmente lleno, será de 0.60 m/seg.

La velocidad máxima permisible será aquella que no produzca erosión en la tubería ni dislocamiento en las juntas y será aproximadamente de 3.00 m/seg.

1.13 Pendientes.

Un concepto asociado a las velocidades de escurrimiento permisible y consecuentemente de los gastos que fluyan en las tuberías, lo constituyen las pendientes que deba tener la plantilla para que el sistema funcione con eficiencia.

Para el proyecto se consideran los limites de operación de las pendientes propuestas en las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana.

PENDIENTES MAXIMAS Y MINIMAS PARA TUBERIAS DE UNA RED DE ALCANTARILLADO EN CASOS NORMALES

Diámetro normal en cm.	CALCULADAS				Pendiente recomendable para proyectos, en Milésimos.	
	Máxima V = 3.00 m/seg. a tubo lleno		Mínima V = 0.60 m/seg. a tubo lleno			
	Pendiente milésimos	Gasto LT/SEG.	Pendiente milésimos	Gasto LT/SEG.	Máxima	Mínima
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.

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

Casos Normales:

Para Gasto Mínimo: Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 0.60 m/seg. a tubo lleno.

Para Gasto Máximo: Se acepta como pendiente máxima aquella que produce una velocidad máxima de 3.00 m/seg. funcionando a tubo lleno.

Casos Excepcionales:

Para Gasto Mínimo: En el escurrimiento del gasto mínimo consignado en la tabla de pendientes máximas y mínimas, la pendiente mínima de los conductos debe ser la que produce una velocidad de 0.30 m/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 1.0 cm.

Para Gasto Máximo: Si el escurrimiento del gasto máximo que es necesario desalojar no se verifica a tubo lleno, si no a tubo parcialmente lleno, la pendiente máxima debe ser la que produzca una velocidad de 3.0 m/seg. a tubo parcialmente lleno.

1.14 Gasto Mínimo.

Se considera como gasto mínimo a la mitad del gasto medio, pero nunca deberá ser menor a 1.5 l.p.s. ,que es la descarga de un excusado tipo, en la inteligencia de que además se considera el número de descargas simultaneas a un alcantarillado de acuerdo con el diámetro del conducto.

GASTOS MINIMOS PARA DISTINTOS DIAMETROS Y NUMERO DE DESCARGAS

Diámetro (cm)	No. Descargas Simultaneas	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

1.15 Densidad de Población.

Cuando no existe una zonificación bien definida o bien cuando las actividades de una población son muy variadas, como sucede en muchas poblaciones rurales, es válido considerar una aportación promedio de toda la población en general.

Con lo supuesto anteriormente se puede establecer la siguiente relación:

$$Dp = \frac{P}{L}$$

Donde:

Dp = Densidad de población en hab./m. ó hab./km.

P = Población en habitantes

L = Longitud de la red de tubería en km. o en mts.

Sustituyendo los datos obtenidos para la población en estudio en la fórmula anterior, resulta:

$$DP = \frac{8{,}472\ hab.}{5{,}402\ .77\ m.}$$

Dp = 1.57 hab./m.

1.16 Fórmulas Utilizadas.

Las fórmulas empleadas para el diseño del sistema son las de Harmon y Manning.

Gasto Medio:

$$Qmed = \frac{PxAp}{86400}$$

Donde:

Qmed. = Gasto medio en lts./seg.

P = Población de proyecto en habitantes

Ap = Aportación de aguas negras en lts./hab./día

Gasto Mínimo:

$$Q\text{mín.} = \frac{Qmed}{2}$$

Donde:

Qmín. = Gasto mínimo en lts./seg.

Gasto Máximo Instantaneo:

Qmáx. inst. = M x Qmed.

Donde:

M = Coeficiente de Harmon

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

P = Población de proyecto en mil.

Gasto Máximo Extraordinario:

Qmáx. ext. = Qmáx.inst. x F.S.

Donde:

F.S. = Coeficiente de previsión o seguridad igual a 1.5

Velocidad del Agua:

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

Donde:

V = Velocidad del escurrimiento en m/s.

Rh = Radio hidráulico de la sección en m.

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

n = Coeficiente de rugosidad.

El coeficiente de Harmon (M), cubre la variedad en las aportaciones por descargas domiciliarias durante el año.

En México se ha aceptado como un valor bastante aproximado, el propuesto por W.G. Harmon y que se expresa de la siguiente manera:

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

Donde:

M = Coeficiente de Harmon

P = Población de proyecto en mil

Es válido determinar este coeficiente hasta una población de 182,250 habitantes. Para una población mayor, este coeficiente será igual a 1.8, es decir, se acepta que para un valor mayor de 182,250 habitantes la variación no sigue la ley establecida por Harmon.

Para una población menor de 1,000 habitantes será igual a 3.8. Dicho coeficiente se aplica para obtener el gasto máximo instantáneo.

En tanto que la fórmula de Manning se aplicará para calcular la velocidad del agua en las tuberías, utilizando además, las relaciones hidráulicas y geométricas de las tuberías, al operar parcialmente llenos.

Manning establece una fórmula que a continuación anotamos:

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

Donde:

V = Velocidad del agua en m/s.

Rh = Radio hidráulico de la sección en m.

S = Pendiente geométrica o hidráulica del conducto expresada en forma decimal.

n = Coeficiente de rugosidad.

Cabe recordar que para un conducto circular que trabaja lleno, se tienen los siguientes valores para el radio hidráulico y área de la sección:

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

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

Donde:

Hf = Pérdidas por fricción en metros

L = Longitud de conducción en metros

Considerando la fórmula de Manning para la velocidad del agua y sustituyendo Rh y S en la misma, el gasto lo podemos expresar en la fórmula de continuidad de la siguiente manera:

$$Q = V \times A$$

$$Q = \frac{1}{n}\left(\frac{D}{4}\right)^{2/3}\left(\frac{Hf}{L}\right)^{1/2}\frac{\pi D^2}{4}$$

Donde:

Q = Gasto de aguas residuales en m^3/s.

El valor "n" (coeficiente de rugosidad) que debe emplearse en la fórmula anterior es de 0.013 para tubos de concreto prefabricados.

1.17 Obtención de los gastos de proyecto.

Los gastos de diseño son: Gasto Mínimo (Qmín.), Gasto medio (Qmed.), Gasto Máximo Instantáneo (Qmáx. Inst.) y Gasto Máximo Extraordinario (Qmáx.ext.) calculados de la siguiente manera:

Gasto medio: de la ecuación

$$Qmed. = \frac{PxAp}{86400}$$

Donde:

P = Población de proyecto en miles de habitantes.

P = 8,472 Habitantes.

Ap = Es la aportación de aguas residuales en lts./hab./día.

Ap = 120 Lts./hab./día.

Por lo tanto:

$$Qmed\ . = \frac{8{,}472\ habitantes\ \ X 120\ lts./hab./día}{86400}$$

Qmed. = 11.77 lts./seg.

Gasto Mínimo:

$$Qmin. = \frac{Qmed.}{2}$$

$$Qmin. = \frac{11.77 lts./seg.}{2}$$

Qmín. = 5.88 lts./seg.

Gasto Máximo Instantáneo:

Qmáx. inst. = M x Qmed.

Donde:

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

P = 8,472 habitantes.

Sustituyendo P en la ecuación anterior:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{8,472}}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + 2.91}$$

M = 3.03

Sustituyendo el valor "M" en la ecuación de Qmáx.inst. queda:

$$Qmáx.inst. = 3.03 \times 11.77 \text{ lts./seg.}$$

$$Qmáx.\ inst. = 35.61 \text{ lts./seg.}$$

Gasto Máximo Extraordinario:

$$Qmáx.ext. = Qmáx.inst. \times F.S.$$

Donde:

F.S. = Factor de prevención o seguridad.
F.S. = 1.5

Sustituyendo valores:

$$Qmáx.ext. = 35.61 \text{ lts./seg.} \times 1.5$$
$$Qmáx.ext. = 53.42 \text{ lts./seg.}$$

1. 18 Datos de Proyecto.

Población último censo oficial (1995) - -4,203 habitantes
Población actual estimada (1999) - - - 4,925 habitantes
Población de proyecto (2014) - - - - - - 8,472 habitantes
Dotación - - - - - - - - - - - - - - - - - - 150 lts./hab./día
Aportación (80% de la Dotación) - - - - 120 lts./hab./día
Sistema - - - - - - - - - - - - - - - - - Separado de aguas negras
Formulas - - - - - - - - - - - - - - - - - - Harmon y Manning
Longitud de la red - - - - - - - - - - - - 5,402.77 mts.
Naturaleza del sitio de vertido - - - - - Río
Sistema de eliminación - - - - - - - - - Gravedad y bombeo
Coeficiente de previsión o seguridad - - 1.5
Velocidad mínima - - - - - - - - - - - - 0.60 m./seg.
Velocidad máxima - - - - - - - - - - - - 3.00 m./seg.

Gasto mínimo - - - - - - - - - - - - - - - 5.88 lts./seg.
Gasto medio - - - - - - - - - - - - - - - - 11.77 lts./seg.
Gasto máximo instantáneo - - - - - - 35.61 lts./seg.
Gasto máximo extraordinario - - - - 53.42 lts./seg.

Densidad de población - - - - - - - - 1.57 hab./m.

UNIDAD II

DISEÑO HIDRAULICO DE LAS ATARJEAS

2.0 Diseño Hidráulico de las Atarjeas.

Para el cálculo de la red se emplearon las cotas de terreno del levantamiento topográfico.

Considerando las cotas del terreno en los puntos relevantes se procedió a trazar geométricamente la red de tuberías siguiendo el escurrimiento natural del terreno.

Se resolverán algunos tramos para ilustrar la forma de llenado de la tabla de cálculo hidráulico.

A continuación se indica la secuencia empleada para el cálculo entre tramo y tramo.

2.1 Diseño en condiciones normales.

Del pozo No. 502 al pozo No. 517

Datos:
Longitud del tramo = 74.00 m.
Longitud tributaria = 00.00 m.
Longitud acumulada = 74.00 m.
Densidad de población = 1.57 hab./m.
Población en el tramo (P) = 117 hab.
Aportación de aguas negras (Ap) = 120 lts./hab./día

Cálculo de los gastos del tramo, utilizando las siguientes fórmulas:

$$Qmed. = \frac{PxAp}{86400}$$

$$Qmed. = \frac{117 hab. X 120 lts./hab./día}{86400}$$

Qmed. = 0.162 lts./seg.

$$Qmin. = \frac{Qmed}{2}$$

$$Q\,\text{mín}. = \frac{0.162\ lts./seg.}{2}$$

Qmín = 0.081 lts./seg.

Por norma el gasto mínimo no puede ser menor al consignado en la tabla de gastos mínimos, por lo que se considera que el gasto mínimo será igual a 3.0 lts./seg.

$$Qmín = 3.0 \text{ lts./seg.}$$

Sin embargo, el gasto mínimo no puede ser mayor que el gasto medio por lo tanto se considera igual al mínimo, es decir:

$$Qmed. = 3.0 \text{ lts./seg.}$$

Para obtener el gasto máximo instantáneo usamos la fórmula:

$$Qmáx.inst. = M \times Qmed.$$

En estos casos, recordamos que por norma el coeficiente de Harmon se aplica en tramos que tienen 1,000 o más habitantes, en caso contrario se considera constante e igual a 3.8, por lo tanto:

$$Qmáx.inst. = 3.8 \times 3.0 \text{ lts./seg.}$$

$$Qmáx.inst. = 11.40 \text{ lts./seg.}$$

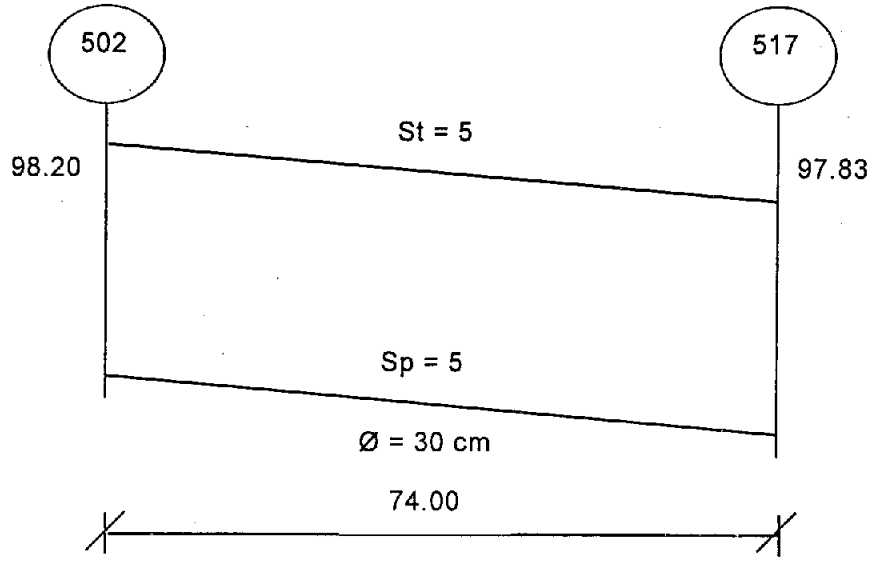
Para el cálculo del gasto máximo extraordinario, teniendo un coeficiente de previsión igual a 1.5 tenemos:

$$Qmáx.ext. = Qmáx.inst. \times F.S.$$

Qmáx.ext. = 11.40 lts./seg. x 1.5

Qmáx.ext. = 17.10 lts./seg.

Cálculo de la velocidad y el gasto a tubo lleno con la pendiente y diámetro propuesto:



Pendiente del terreno:

$$St = \frac{98.20 - 97.83}{74.00} x1000$$

St = 5

Tratando de seguir la pendiente del terreno, se propone para la pendiente de plantilla:

Sp = 5

Para obtener la velocidad a tubo lleno usamos la siguiente ecuación:

$$Vt.ll. = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2}$$

Datos:

n = 0.013

D = Proponiendo de 30 cm.

S = 5

$$Vt.ll. = \frac{1}{0.013}\left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3}(0.005)^{1/2}$$

Vt.ll. = 0.967 m./seg.

Que cumple con la mínima permisible a tubo lleno.

Para obtener el gasto a tubo lleno usemos la siguiente ecuación:

Qt.ll. = A x V

$$Qt.ll. = \frac{\pi D^2}{4} xV$$

$$Qt.ll. = \frac{\pi (0.30)^2}{4}(0.967\ m./seg.)(\frac{1000\ lts.}{1m^3})$$

Qt.ll. = 68.35 lts./seg.

Que es mayor al gasto máximo extraordinario.

Las velocidades reales máxima y mínima se determinan en función de las relaciones:

$$\frac{q}{Q} : \frac{v}{V}$$

Correspondientes al funcionamiento de los tubos parcialmente llenos, de la siguiente manera:

Para la velocidad máxima.

$$\frac{Q\,\text{máx}\,.ext.}{Qt.ll.} = \frac{17.10 lts./seg.}{68.35 lts./seg.} = 0.25$$

Con este valor se consulta la tabla 1 (relación q/Q:v/V), obtenida a partir del monograma de Manning para determinar el valor correspondiente v/V que es el siguiente:

$$\frac{V\,\text{máx}\,.}{Vt.ll.} = 0.83$$

La tabla 1 (Relación de los Elementos Hidráulicos) se elaboró para una mayor facilidad de cálculo.

Por lo tanto la velocidad máxima será igual a:

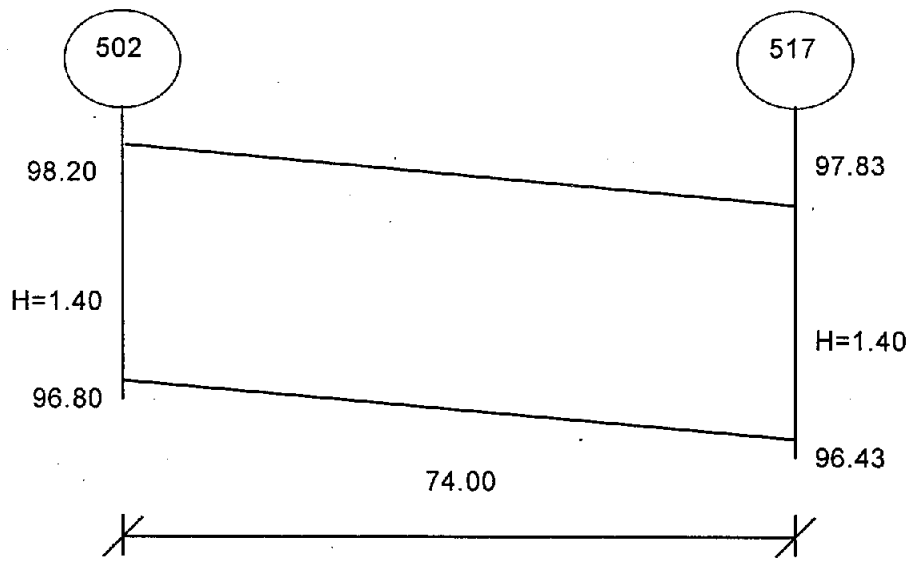
Vmáx. = 0.83 x 0.967 m./seg.

Vmáx. = 0.803 m./seg.

Que cumple con la velocidad mínima permisible para casos excepcionales, por lo tanto el diámetro y la pendiente propuestos son adecuados.

Cálculo de las cotas de plantilla.

Por tratarse de un tramo inicial se propone la profundidad de H= 1.40 m.



Cota de plantilla en el pozo No 502:
98.20 – 1.40 = 96.80

Cota de plantilla en el pozo No 517:
96.80 - (0.005x74.00)=96.43

Profundidad en el pozo No 517:
97.83 – 96.43 = 1.40 m.

Una vez calculadas las velocidades, gastos, diámetro y pendientes, se pasan estos datos a la tabla de cálculo hidráulico.

2.2 Pendiente Mínima.

Del pozo No. 517 al pozo No. 503

Datos:

Longitud del tramo = 74.80 m.

Longitud tributaria = 74.00 m.

Longitud acumulada = 148.80 m.

Densidad de población = 1.57 hab./m.

Población servida (P) = 234 hab.

Aportación de aguas negras (Ap) = 120 lts./hab./día.

Cálculo de los gastos del tramo:

$$Qmed\ .= \frac{PxAp}{86400}$$

$$Qmed.= \frac{234hab.x120lts./hab./día}{86400}$$

Qmed. = 0.325 lts./seg.

$$Q\ \text{mín}\ .= \frac{Qmed\ .}{2}$$

$$Q\ \text{mín}\ .= \frac{0.325lts./seg.}{2}$$

Qmín. = 0.162 lts./seg.

Pero sabemos que por norma el gasto mínimo no puede ser menor al consignado en la tabla de gastos mínimos, por lo que se considera que el gasto mínimo será igual a 3.0 lts./seg., sin embargo, el gasto mínimo no puede ser mayor que el gasto medio, por lo tanto se considera igual al mínimo, quedando los gastos de la siguiente manera:

Qmín. = 3.0 lts./seg.

Qmed. = 3.0 lts./seg.

Qmáx.inst. = M x Qmed.

Qmáx.inst. = 3.8 x 3.0 lts./seg.

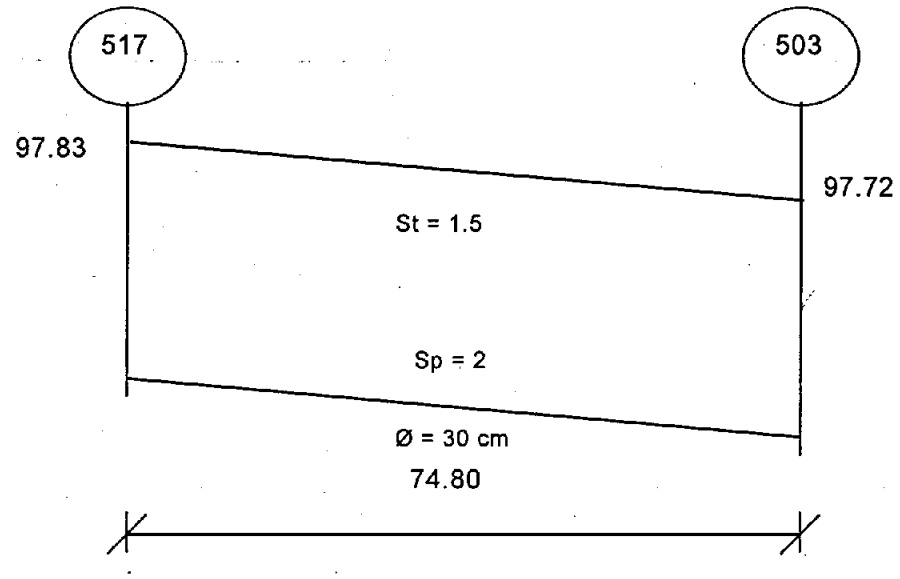
Qmáx.inst. = 11.40 lts./seg.

Qmáx.ext. = Qmáx.inst. x 1.5

Qmáx.ext. = 11.40 lts./seg. x 1.5

Qmáx.ext. = 17.10 lts./seg.

Cálculo de la velocidad y el gasto a tubo lleno con la pendiente y diámetro propuesto:



Pendiente del tramo:

$$St = \frac{97.83 - 97.72}{74.80} x1000$$

St = 1.5

Sp = 1.5

$$Vt.ll. = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

n = 0.013

D = 30 cm.

S = 1.5

$$Vt.ll. = \frac{1}{0.013}\left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3}(0.0015)^{1/2}$$

Vt.ll. = 0.529 m./seg.

Vt.ll. < Vmín. = 0.60 m./seg.

En este caso no se puede proponer que la pendiente de terreno sea la de plantilla debido a que producirá una velocidad a tubo lleno menor de 0.60 m./seg. , por lo que se adopta la mínima que produce la velocidad anterior, es decir, para un diámetro de 30 cm. se acepta que "Sp mínima" sea igual a 2 milésimas.

Sp = 2

Velocidad a tubo lleno:

$$Vt.ll. = \frac{1}{0.013}\left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3}(0.002)^{1/2}$$

Vt.ll. = 0.612 m./seg.

Que cumple con la mínima permisible a tubo lleno.

Gasto a tubo lleno:

Qt.ll. = A x V

$$Qt.ll. = \frac{\pi (0.30)^2}{4}(0.612\, m./seg.)(\frac{1000\, lts.}{1 m^3})$$

Qt.ll. = 43.26 lts./seg.

Que es mayor al gasto máximo extraordinario.

Cálculo de las velocidades reales:

Para la velocidad máxima:

$$\frac{Q\,\text{máx}\,.ext.}{Qt.ll.} = \frac{17.10 lts./seg.}{43.26 lts./seg.} = 0.39$$

$$\frac{V\,\text{máx.}}{Vt.ll.} = 0.94$$

Vmáx. = 0.94 x 0.612 m./seg.

Vmáx = 0.60 m./seg.

Que está dentro del rango permisible a tubo lleno.

Velocidad mínima:

$$\frac{Q\,\text{mín.}}{Qt.ll.} = \frac{3.0 lts./seg.}{43.26 lts./seg.} = 0.07$$

$$\frac{V\text{mín}}{Vtll.} = 0.58$$

Vmín. = 0.58 x 0.612 m./seg.

Vmín. = 0.35 m./seg.

Que es mayor a la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.

Revisión del tirante.

Para Qmáx. ext.:

$$\frac{Qmax.ext.}{Qt.ll} = \frac{17.10 lts./seg.}{43.26 lts./seg.} = 0.39$$

Consultando la tabla 1.

$$\frac{Dr}{Dt.ll.} = 0.44$$

Dr = 0.44 X 0.30 cm.

Dr = 0.132 = 13.2 cm.

Para Qmín. se tiene:

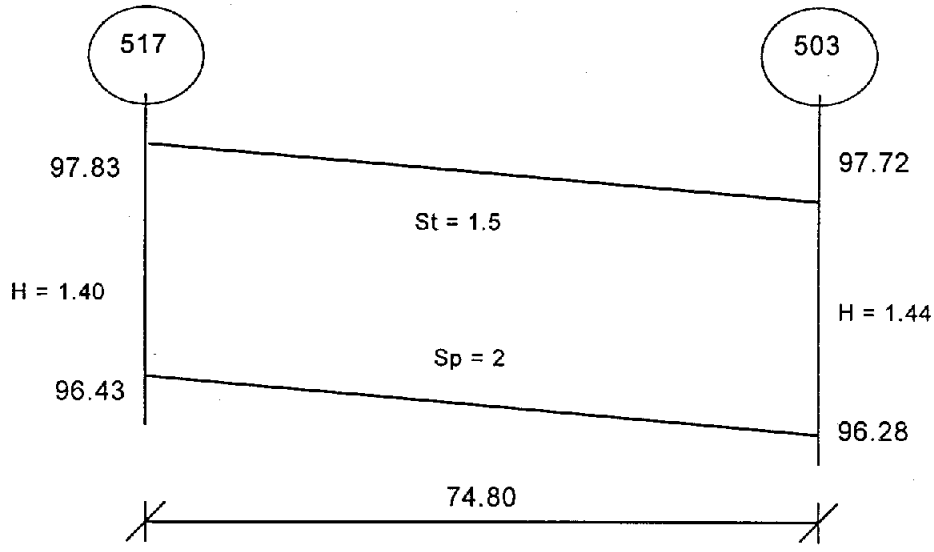
$$\frac{Q\text{mín}.}{Qt.ll.} = \frac{3.0 lts./seg.}{43.26 lts/seg.} = 0.07$$

$$\frac{Dr}{Dt.ll.} = 0.18$$

Dr = 0.18 X 0.30 cm.

Dr = 0.054 = 5.4 cm.

Cálculo de las cotas de plantilla.



Cota de plantilla en el pozo No. 517:
97.83 - 1.40 = 96.43

Cota de plantilla en el pozo No. 503:
96.43 - (0.002 x 74.80) = 96.28

Profundidad en el pozo No. 503:
97.72 - 96. 28 = 1.44 m.

2.3 Contra - Pendiente.

Del Pozo No. 156 al pozo No. 155

Datos:

Longitud del tramo = 46.35 m.

Longitud tributaria = 00.00 m.

Longitud acumulada = 46.35 m.

Densidad de población = 1.57 hab./m.

Población servida (P) = 73 hab.

Aportación de aguas negras (Ap) = 120 lts./hab./día.

Cálculo de los gastos del tramo:

$$Qmed. = \frac{PxAp}{86400}$$

$$Qmed. = \frac{73\,hab.x120\,lts./hab./día}{86400}$$

Qmed. = 0.101 lts./seg.

$$Q\,\text{mín}. = \frac{Qmed.}{2}$$

$$Q\,\text{mín}. = \frac{0.101\,lts./seg.}{2}$$

Qmín. = 0.051 lts./seg.

Pero sabemos que por norma el gasto mínimo no puede ser menor al consignado en la tabla de gastos mínimos, por lo que se considera que el gasto mínimo será, igual a 3.0 lts./seg., sin embargo, el gasto mínimo no puede ser mayor que el gasto medio, por lo tanto se considera igual al mínimo, quedando los gastos de la siguiente manera:

Qmín. = 3.0 lts./seg.

Qmed. = 3.0 lts./seg.

Qmax.inst. = M x Qmed.

Qmáx.inst. = 3.8x 3.0 lts./seg.

Qmáx.inst. = 11.40 lts./seg.

Qmáx.ext. = Qmáx.inst. x 1.5

Qmáx.ext. = 11.40 lts./seg. x 1.5

Qmáx.ext. = 17.10 lts./seg.

Cálculo de la velocidad y el gasto a tubo lleno.

Pendiente del terreno:

$$St = \frac{96.56 - 96.72}{46.35} x1000 \quad ; \quad St = -3.4$$

En este caso no puede proponerse la pendiente de terreno con la pendiente de plantilla debido a que su valor es negativo.

Para calcular la pendiente de plantilla es necesario utilizar la ecuación de continuidad (Q = A x V) en donde:

Q = Gasto máximo extraordinario;

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

$$V = \frac{1}{n}\left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} Sp^{1/2}$$

D = Diámetro comercial de la tubería

Despejando "*Sp*" de la ecuación de continuidad queda:

$$Sp = \left[\frac{4^{5/3} Qn}{\pi D^{8/3}}\right]^2 x\,1000$$

Sustituyendo los valores respectivos en la ecuación anterior queda:

$$Sp = \left[\frac{4^{5/3} x0.017\ x0.013}{\pi (0.30)^{8/3}}\right]^2 x1000$$

Sp = 0.31 milésimas.

Como la pendiente calculada es menor que la pendiente mínima recomendable, entonces se utiliza la pendiente mínima por norma:

Sp = 2 milésimas.

Velocidad a tubo lleno:

$$Vt.ll. = \frac{1}{n}\left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2}; n = 0.013$$

$$Vt.ll. = \frac{1}{0.013}\left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3} (0.002)^{1/2}$$

Vt.ll. = 0.612 m./seg.

Que cumple con la velocidad mínima permisible a tubo lleno.

Gasto a tubo lleno:

Qt.ll. = A x V

$$Qt.ll. = \frac{\pi (0.30)^2}{4}(0.612\, m./seg.)(\frac{1000\, lts.}{1m^3})$$

Qt.ll. = 43.26 lts./seg.

Que es mayor al gasto máximo extraordinario.

Cálculo de las velocidades reales:

Para la velocidad máxima:

$$\frac{Q\,\text{máx}.ext.}{Qt.ll.} = \frac{17.10 lts./seg.}{43.26 lts./seg.} = 0.39$$

Consultando la tabla 1.

$$\frac{V\ \text{máx}\ .}{Vt\ .ll.} = 0.94$$

Vmáx. = 0.94 x 0.612 m./seg.

Vmáx. = 0.60 m./seg.

Que está dentro del rango.

$$\frac{Q\,\text{mín}.}{Qt.ll.} = \frac{3.0 lts./seg.}{43.26 lts./seg.} = 0.07$$

Consultando la tabla 1.

$$\frac{V\,\text{mín}.}{Vt.ll.} = 0.58$$

Vmín. = 0.58 x 0.612 m./seg.

Vmín. = 0.355 m./seg.

Que cumple con la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.

Revisión del tirante.

Consultando la tabla 1 con 0.39 (relación de gastos) tenemos:

$$\frac{Dr}{Dt.ll.} = 0.44$$

Dr = 0.44 x 0.30 m.

Dr = 0.13 = 13 cm.

Que está dentro del rango permisible.

De manera similar para el gasto mínimo, se tiene:

$$\frac{Q\text{mín.}}{Qtll.} = 0.07$$

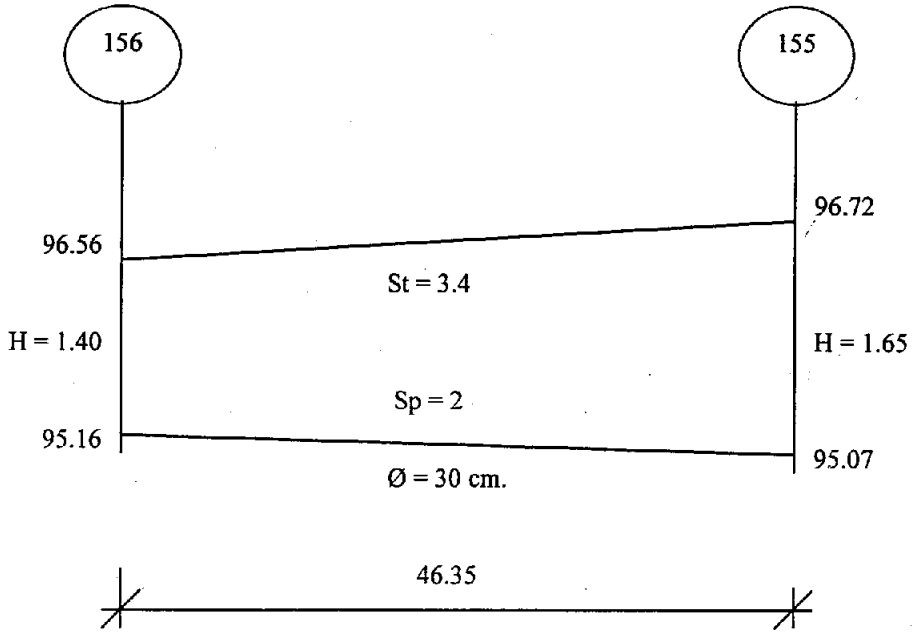
$$\frac{Dr}{Dtll.} = 0.18$$

Dr = 0.18 x 0.30 m.

Dr = 0.054 = 5.4 cm.

Que está dentro del límite permisible, por lo tanto el diámetro y la pendiente propuestos son adecuados.

Cálculo de las cotas de plantilla.



Cota de plantilla en el pozo No. 156:

96.56 - 1.40 = 95.16

Cota de plantilla final, pozo No. 155:

95.16 - (0.002 x 46.35) = 95.07

Profundidad en el pozo No. 155:

96.72 - 95.07 = 1.65 m.

2.4 Pozo con caída.

Del pozo No. 136 al pozo No. 191

Datos:

Longitud del tramo = 46.50 m.

Longitud tributaria = 109.31 m.

Longitud acumulada = 155.81 m.

Densidad de población = 1.57 hab./m.

Población servida (P) = 245 hab.

Aportación de Aguas negras = 120 lts./hab./día.

Cálculo de los gastos del tramo:

$$Qmed\ .= \frac{PxAp}{86400}$$

$$Qmed\ .= \frac{245\ hab\ .x120\ lts\ ./\ hab\ ./\ día}{86400}$$

Qmed. = 0.340 lts./seg.

Qmín. = 0.5 x Qmed.

Qmín. = 0.5 x 0.340 lts./seg.

Qmín. = 0.170 lts./seg.

Por norma del *Qmín.* será:

Qmín. = 3.0 lts./seg.

Sin embargo, el Qmín. no puede ser mayor que Qmed.

Qmed. = 3.0 lts./seg.

Qmáx. inst. = M x Qmed.

Qmáx. inst. = 3.8 x 3.0 lts./seg.

Qmáx. inst. = 11.40 lts./seg.

Qmáx.ext. = Qmáx.inst. x F.S.

Qmáx.ext. = 11.4O lts./seg. x 1.5

Qmáx.ext. = 17.10 lts./seg.

Cálculo de la velocidad y el gasto a tubo lleno.

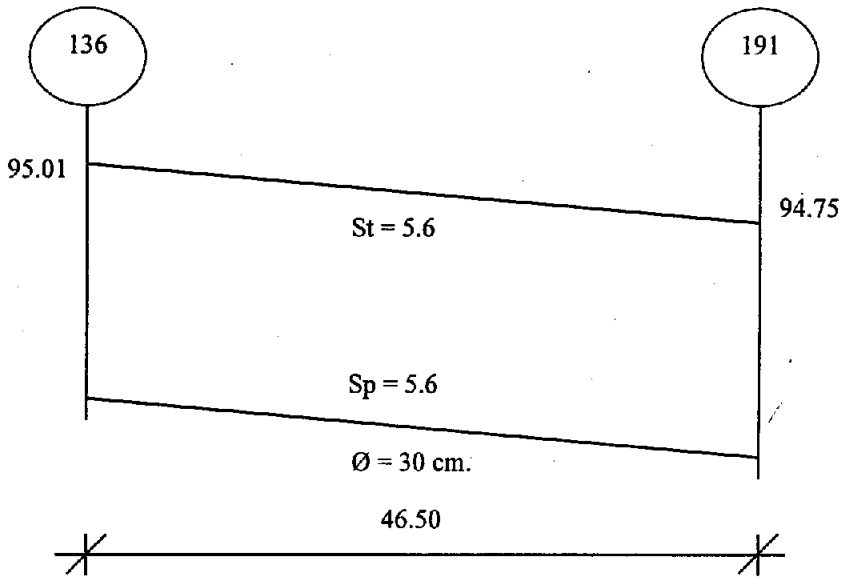
Pendiente del terreno:

$$St = \frac{95.01 - 94.75}{46.50} x1000$$

St = 5.6

Por lo tanto;

Sp = 5.6



Velocidad a tubo lleno:

$$Vt.ll. = \frac{1}{n}\left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2}$$

$$Vt.ll. = \frac{1}{0.013}\left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3} (0.0056)^{1/2}$$

Vt.ll. = 1.02 m./seg.

Que cumple con la velocidad mínima permisible a tubo lleno.

Gasto a tubo lleno:

Qt.ll. = A x V

$$Qt.ll. = \frac{\pi (0.30)^2}{4} x1.02 m./seg. x \frac{1000 lts.}{1 m^3}$$

Qt.ll. = 72.10 lts./seg.

Que es mayor al gasto máximo extraordinario.

Cálculo de las velocidades máxima y mínima.

$$\frac{Q\ \text{máx}\ .ext\ .}{Qt\ .ll\ .} = \frac{17\ .10\ lts\ ./\ seg\ .}{72\ .10\ lts\ ./\ seg\ .} = 0.24$$

$$\frac{V\ \text{máx}\ .}{Vt\ .ll\ .} = 0.83$$

Vmáx. = 0.83 x 1.02 m./seg.

Vmáx. = 0.847 m./seg.

Que está dentro del rango.

$$\frac{Q\ \text{mín}\ .}{Qt\ .ll\ .} = \frac{3.0 lts\ ./\ seg\ .}{72.10 lts\ ./\ seg\ .} = 0.04$$

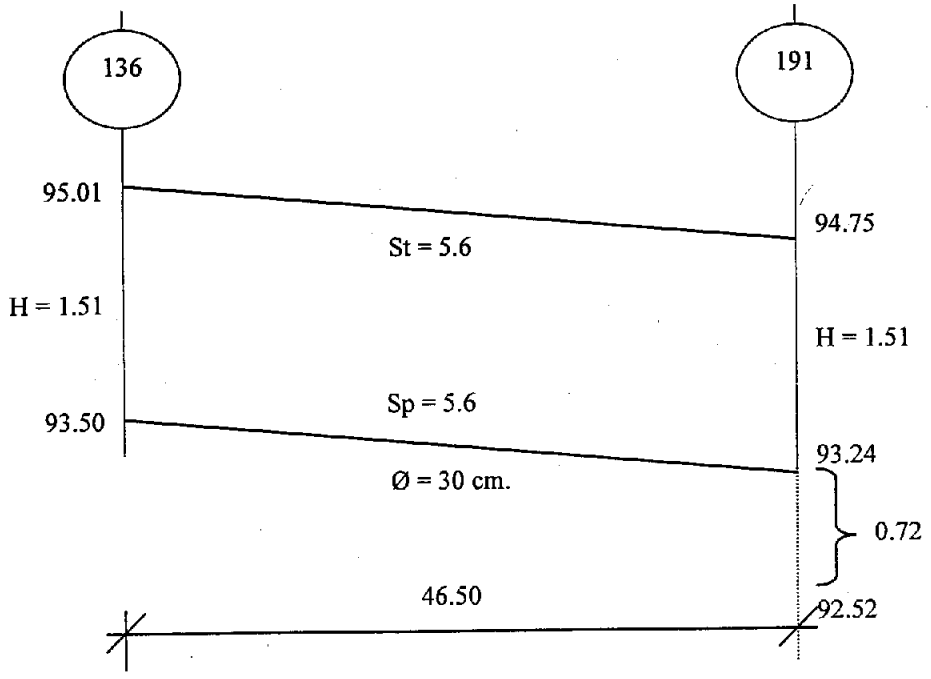
$$\frac{V\ \text{mín}\ .}{Vt\ .ll\ .} = 0.50$$

Vmín. = 0.50 x 1.02 m./seg.

Vmín. = 0.510 m./seg.

Que es mayor a la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.

Cálculo de las cotas de plantilla:



Cota de plantilla en el pozo No. 136:

95.01 - 93.50 = 1.51 m.

Cota de plantilla en el pozo No. 191:

93.50 - (0.0056 x 46.50) = 93.24

Profundidad en el pozo No. 191:

94.75 - 93.24 = 1.51 m.

93.24 – 92.52 = 0.72 m. = Δ H

$$No.depozos = \frac{\Delta H}{Caída\ máx\ ima}; No.depozos = \frac{0.72\,m.}{2.00\,m.} = 0.36$$

No. de pozos = 0.36 pozos

Con un solo pozo se cubre el ΔH.

2.5 TABLA DE CALCULO HIDRAULICO

TRAMO	Longitudes (m.)			Den. (hab./m.)	Pobl. (hab.)	Coef. de Harmon	Gastos (lts./seg.)				Cotas de Terreno		Pend. de terr. (St)	Pend. de plant. (Sp)	Diám. (cm.)	Condiciones de tubo lleno		Velocidades de trabajo		Cotas de plantilla		OBSERVACIONES
	Propia	Tributa.	Acumu.				Mín.	Med.	Máx.Inst.	Máx.Ext.	Inicial	Final				Vel. (m./seg)	Gasto (lts./seg.)	Mín. (m./seg.)	Máx. (m./seg.)	Inicial	Final	
502-517	74.00	0.00	74.00	1.57	117	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	98.20	97.83	5	5	30	0.967	68.35	0.483	0.803	96.80	96.43	
517-503	74.80	74.00	148.80	1.57	234	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	97.83	97.72	1.5	2	30	0.612	43.26	0.350	0.600	96.43	96.28	Pend. Mínima
503-518	50.00	148.80	198.80	1.57	312	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	97.72	97.07	13	13	30	1.56	110.27	0.702	1.12	96.28	95.63	
518-155	51.42	198.80	250.22	1.57	393	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	97.07	96.72	7	11	30	1.43	101.90	0.643	1.07	95.63	95.07	
156-155	46.35	0.00	46.35	1.57	73	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	96.56	96.72	3.4	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	95.16	95.07	Contrapendiente
155-175	61.40	296.57	357.97	1.57	562	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	96.72	96.45	4.4	4.4	30	0.907	64.11	0.481	0.771	95.07	94.80	
175-154	61.40	357.97	419.37	1.57	659	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	96.45	96.11	5.5	4.4	30	0.907	64.11	0.481	0.771	94.80	94.53	
168-167	56.00	0.00	56.00	1.57	88	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	98.17	97.93	4.4	4.4	30	0.907	64.11	0.481	0.771	96.77	96.53	
167-169	66.50	56.00	122.50	1.57	193	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	97.93	97.57	5.4	5.4	30	1.00	70.68	0.50	0.830	96.53	96.17	
164-164	66.50	122.50	189.00	1.57	297	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	97.57	97.25	4.8	4.8	30	0.948	67.01	0.474	0.787	96.17	95.85	
164-172	60.17	189.00	249.17	1.57	392	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	97.25	96.97	4.6	4.6	30	0.928	65.60	0.464	0.779	95.85	95.57	
172-163	60.16	249.17	309.33	1.57	486	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	96.97	96.72	4.1	4.1	30	0.876	61.92	0.464	0.753	95.57	95.32	
163-165	37.04	309.33	346.37	1.57	544	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	96.72	96.54	4.8	9.7	30	1.35	95.43	0.607	1.026	95.32	94.96	
166-173	51.20	0.00	51.20	1.57	81	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	96.56	96.52	0.78	2	30	0.612	43.26	0.350	0.600	95.16	95.06	Pend. Mínima
173-165	51.20	51.20	102.40	1.57	161	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	96.52	96.54	0.39	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	95.06	94.96	Contrapendiente
165-174	56.83	448.77	505.60	1.57	794	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	96.54	96.36	3.2	3.2	30	0.774	54.71	0.410	0.681	94.96	94.78	
174-154	56.83	505.60	562.43	1.57	883	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	96.36	96.11	4.4	4.4	30	0.907	64.11	0.481	0.771	94.78	94.53	
154-153	66.92	981.80	1048.72	1.57	1647	3.65	3.00	3.00	11.40	17.10	96.11	95.49	9	11.5	30	1.47	103.91	0.643	1.06	94.53	93.76	
159-177	76.94	0.00	76.94	1.57	121	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.70	95.71	0.13	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	94.30	94.15	Contrapendiente
177-158	76.94	76.94	153.88	1.57	242	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.71	96.21	6.5	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	94.15	93.99	Contrapendiente
158-157	58.98	153.88	212.86	1.57	334	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	96.21	95.85	6	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	93.99	93.87	Pend. Mínima
157-153	56.30	212.86	269.16	1.57	423	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.85	95.49	6.4	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	93.87	93.76	Pend. Mínima
163-162	67.70	0.00	67.70	1.57	107	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	96.72	95.62	16.2	17.7	30	1.82	128.65	0.728	1.250	95.42	94.22	Cab. de Atarjea
162-161	43.02	67.70	110.72	1.57	174	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.62	95.46	3.7	3.7	30	0.832	58.81	0.441	0.724	94.22	94.06	
161-160	14.15	110.72	124.87	1.57	196	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.46	95.44	1.4	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	94.06	94.03	Pend. Mínima
160-176	53.08	124.87	177.95	1.57	280	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.44	95.36	1.5	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	94.03	93.92	Pend. Mínima
176-153	53.07	177.95	231.02	1.57	363	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.36	95.49	2.45	3	30	0.749	52.94	0.419	0.667	93.92	93.76	Contrapendiente
164-170	73.80	0.00	73.80	1.57	116	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	97.25	96.86	5.3	6.6	30	1.11	78.46	0,555	0.899	95.95	95.46	Cab. de Atarjea
170-151	73.80	73.00	147.60	1.57	232	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	96.86	96.53	4.5	4.5	30	0.918	64.89	0,486	0.771	95.96	95.13	
151-171	74.30	147.60	221.90	1.57	349	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	96.53	95.67	12	12	30	1.50	106.00	0,675	1.11	95.13	94.24	
171-150	74.36	221.90	296.26	1.57	465	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.67	95.43	3.2	3.2	30	0.774	54.71	0,410	0.681	94.24	94.00	
150-149	94.33	296.26	390.59	1.57	614	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.43	95.28	1.6	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	94.00	93.81	Pend. Mínima
149-152	55.00	390.59	445.59	1.57	700	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.28	95.20	1.4	3	30	0.749	52.94	0.419	0.667	93.81	93.64	
149-147	46.21	0.00	46.21	1.57	73	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.28	95.06	4.8	6.9	30	1.14	80.58	0.570	0.912	94.08	93.66	Cab. de Atarjea
148-147	35.60	0.00	35.60	1.57	56	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.03	95.06	0.84	2	30	0.612	43.26	0.350	0.600	93.63	93.66	Contrapendiente
147-146	54.67	81.81	136.48	1.57	215	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.06	94.93	2.4	2.4	30	0.670	47.36	0.375	0.616	93.66	93.53	

TABLA DE CALCULO HIDRAULICO

TRAMO	Longitudes (m.)			Den.	Pobl.	Coef. de	Gastos (lts./seg.)				Cotas de Terreno		Pend. de terr.	Pend. de plant.	Diám.	Condiciones de tubo lleno		Velocidades de trabajo		Cotas de plantilla		OBSERVACIONES
	Propia	Tributa.	Acumu.	(hab./m.)	(hab.)	Harmon	Mín.	Med.	Máx.Inst.	Máx.Ext.	Inicial	Final	(St)	(Sp)	(cm.)	Vel. (m./seg)	Gasto (lts./seg.)	Mín. (m./seg.)	Máx. (m./seg.)	Inicial	Final	
144-143	84.60	0.00	84.60	1.57	133	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.13	94.66	5.5	5.5	30	1.01	71.39	0.505	0.838	93.73	93.26	
141-178	52.90	0.00	52.90	1.57	83	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	94.81	94.71	1.8	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	93.41	93.30	Pend. Mínima
178-142	52.90	52.90	105.80	1.57	166	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	94.71	94.59	2.3	2.3	30	0.656	46.37	0.367	0.603	93.30	93.18	
142-139	29.65	105.80	135.45	1.57	213	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	94.59	94.65	2	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	93.18	93.12	Contrapendiente
135-179	62.90	0.00	62.90	1.57	99	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	94.69	94.67	0.32	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	93.39	93.27	Cab. de Atarjea
179-139	63.00	62.90	125.90	1.57	198	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	94.67	94.65	0.32	2.4	30	0.670	47.36	0.375	0.616	93.27	93.12	
125-187	73.50	0.00	73.50	1.57	116	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	94.98	94.57	5.6	5.6	30	1.02	72.36	0.510	0.847	93.58	93.17	
187-126	73.45	73.50	146.95	1.57	231	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	94.57	94.15	5.7	5.7	30	1.03	72.81	0.515	0.845	93.17	92.75	
126-186	57.13	146.95	204.08	1.57	321	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	94.15	93.82	5.8	5.8	30	1.04	73.51	0.520	0.853	92.75	92.42	
186-127	57.12	204.08	261.20	1.57	410	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.82	93.70	2.1	2.1	30	0.627	44.32	0.364	0.600	92.42	92.30	
127-128	47.90	261.10	309.10	1.57	485	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.70	93.61	1.9	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	92.30	92.20	Pend. Mínima
181-182	70.50	0.00	70.50	1.57	111	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	94.62	93.89	10	10	30	1.37	96.84	0.616	1.04	93.22	92.51	
182-128	70.50	70.50	141.00	1.57	221	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.89	93.61	4	4.4	30	0.907	64.11	0.481	0.770	92.51	92.20	
128-129	15.00	450.10	465.10	1.57	730	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.61	93.54	4.6	4.6	30	0.928	65.60	0.464	0.779	92.20	92.13	
129-130	72.20	465.10	537.30	1.57	844	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.54	93.92	5.2	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	92.13	91.98	Contrapendiente
130-131	11.60	537.30	548.90	1.57	862	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.92	93.96	3.4	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	91.98	91.96	Contrapendiente
138-137	30.31	0.00	30.31	1.57	48	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.20	95.26	2	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	93.80	93.74	Contrapendiente
137-136	79.00	30.31	109.31	1.57	172	3.65	3.00	3.00	11.40	17.10	95.26	95.01	3	3	30	0.749	52.94	0.419	0.667	93.74	93.50	
136-191	46.50	109.31	155.81	1.57	245	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	95.01	94.75	5.6	5.6	30	1.02	72.10	0.510	0.847	93.50	93.24	Pozo con Caida
192-191	50.00	0.00	50.00	1.57	79	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	94.02	94.75	14.6	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	92.62	92.52	Contrapendiente
191-135	47.05	205.81	252.86	1.57	397	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	94.75	94.69	1.3	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	92.52	92.42	Pend. Mínima
135-133	79.40	252.86	332.26	1.57	522	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	94.69	93.94	9.4	4	30	0.865	61.14	0.458	0.744	92.42	92.10	
134-133	50.00	0.00	50.00	1.57	79	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.60	93.94	6.8	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	92.20	92.10	Contrapendiente
133-184	53.55	382.26	435.81	1.57	684	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.94	93.66	5	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	92.10	91.99	
184-132	53.55	437.81	489.36	1.57	768	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.66	93.38	5	5	30	0.967	68.35	0.483	0.802	91.99	91.72	Pozo con Caida
124-123	61.35	0.00	61.35	1.57	96	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.56	93.36	3.2	3.2	30	0.774	54.71	0.410	0.681	92.16	91.96	
123-122	7.97	61.35	69.32	1.57	109	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.36	93.38	2.5	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	91.96	91.94	Contrapendiente
122-121	21.43	69.32	90.75	1.57	147	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.38	93.41	1.4	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	91.94	91.89	Contrapendiente
127-121	76.50	0.00	76.50	1.57	120	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.70	93.41	3.8	6.7	30	1.12	79.17	0.560	0.896	92.40	91.89	
121-119	25.30	167.25	192.55	1.57	303	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.41	93.34	2.8	2.8	30	0.724	51.18	0.405	0.652	91.89	91.82	
120-119	22.60	0.00	22.60	1.57	36	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.41	93.34	3	8.4	30	1.25	88.36	0.562	0.962	92.01	91.82	Cab. de Atarjea
119-118	34.50	215.15	249.65	1.57	392	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.34	93.24	2.9	2.9	30	0.737	52.09	0.413	0.663	91.82	91.72	
129-118	79.00	0.00	79.00	1.57	124	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.54	93.24	3.8	6.6	30	1.11	78.46	0.555	0.899	92.24	91.72	Cab. de Atarjea
118-117	41.60	328.65	370.25	1.57	582	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.24	93.27	0.7	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	91.72	91.64	Contrapendiente
117-116	7.70	370.25	377.95	1.57	594	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.27	93.37	13	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	91.64	91.62	Contrapendiente
116-115	25.18	377.95	403.13	1.57	633	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.37	93.83	18	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	91.62	91.57	Contrapendiente

TABLA DE CALCULO HIDRAULICO

TRAMO	Longitudes (m.)			Den.	Pobl.	Coef. de	Gastos (lts./seg.)				Cotas de Terreno		Pend. de	Pend. de	Diám.	Condiciones de tubo lleno		Velocidades de trabajo		Cotas de plantilla		OBSERVACIONES
	Propia	Tributa	Acumu.	(hab./m.)	(hab.)	Harmon	Mín.	Med.	Máx.Inst.	Máx.Ext.	Inicial	Final	terr. (St)	plant. (Sp)	(cm.)	Vel. (m./seg)	Gasto (lts./seg.)	Mín. (m./seg.)	Máx. (m./seg.)	Inicial	Final	
130-115	74.80	0.00	74.80	1.57	118	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.92	93.83	1.2	14	30	1.6	113.10	0.720	1.15	92.62	91.57	Cab. de Atarjea
115-106	71.25	477.93	549.18	1.57	862	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.83	93.25	8	14.5	30	1.65	116.63	0.660	1.19	91.57	90.53	
101-188	54.45	0.00	54.45	1.57	86	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	92.39	92.20	3.4	3.4	30	0.798	56.41	0.423	0.702	90.99	90.80	
188-102	54.45	54.45	108.90	1.57	171	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	92.20	92.22	0.37	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	90.80	90.69	Contrapendiente
102-103	45.55	108.90	154.45	1.57	243	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	92.22	92.98	17	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	90.69	90.60	Contrapendiente
105-104	56.20	0.00	56.20	1.57	88	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	92.97	92.48	9	9	30	1.30	91.89	0.585	1.00	91.57	91.06	
104-103	60.20	56.20	116.40	1.57	183	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	92.48	92.98	8	7.6	30	1.19	84.12	0.535	0.928	91.06	90.60	Contrapendiente
103-106	35.40	270.85	306.25	1.57	481	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	92.98	93.25	7.6	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	90.60	90.53	Contrapendiente
106-107	37.45	855.43	892.88	1.57	1402	3.70	3.00	3.00	11.10	16.65	93.25	93.09	4.3	4.3	30	0.897	63.40	0.475	0.753	90.53	90.37	
110-109	36.06	0.00	36.06	1.57	57	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.19	93.15	1.1	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	91.79	91.72	Pend. Mínima
109-108	14.01	36.06	50.07	1.57	79	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.15	93.15	0	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	91.72	91.69	Pend. Mínima
108-107	21.77	50.07	71.84	1.57	113	3.8	3.00	3.00	11.40	17.10	93.15	93.09	3	3	30	0.749	52.94	0.419	0.667	91.69	91.62	Pozo con caida
107-189	53.13	964.72	1017.85	1.57	1598	3.66	3.00	3.00	10.98	16.47	93.09	93.00	1.7	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	90.37	90.26	Pend. Mínima
189-111	53.12	1017.85	1070.97	1.57	1682	3.64	3.00	3.00	10.92	16.38	93.00	93.15	2.8	2	30	0.612	43.26	0.355	0.600	90.26	90.15	Contrapendiente
153-152	60.75	1548.90	1609.65	1.57	2827	3.50	3.00	3.51	12.28	18.42	95.49	95.20	5	2	38	0.716	81.20	0.358	0.600	93.76	93.64	Subcolector
152-146	41.44	2055.24	2096.68	1.57	3292	3.41	3.00	4.57	15.58	23.37	95.20	94.93	6.5	2.6	38	0.817	92.66	0.368	0.678	93.64	93.53	Subcolector
146-145	27.85	2233.16	2661.01	1.57	3550	3.38	3.00	4.93	16.66	24.99	94.93	94.94	0.36	2	38	0.716	81.20	0.358	0.600	93.53	93.47	Contrapendiente
145-143	62.90	2261.01	2323.91	1.57	3649	3.37	3.00	5.07	17.08	25.62	94.94	94.66	4.4	3.3	38	0.920	104.34	0.414	0.764	93.47	93.26	Subcolector
143-139	65.60	2408.51	2474.11	1.57	3884	3.34	3.00	5.39	18.00	27.00	94.66	94.65	0.15	2	38	0.716	81.20	0.358	0.644	93.26	93.12	Subcolector
139-183	83.45	2735.46	2818.91	1.57	4426	3.29	3.07	6.15	20.23	30.34	94.65	94.35	3.6	3.6	38	0.961	108.99	0.432	0.826	93.12	92.82	Subcolector
183-131	83.45	2818.91	2902.36	1.57	4557	3.28	3.16	6.33	20.76	31.14	94.35	93.96	4.7	10	38	0.601	181.57	0.640	1.20	92.82	91.96	Subcolector
131-185	68.00	3451.26	3519.26	1.57	5525	3.20	3.83	7.67	24.54	36.81	93.96	93.33	9.3	9.3	38	1.54	174.65	0.616	1.23	91.96	91.33	Subcolector
185-132	68.02	3519.26	3587.28	1.57	5632	3.20	3.91	7.82	25.02	37.53	93.33	93.38	0.73	1.5	38	0.620	70.31	0.329	0.626	91.33	91.23	Contrapendiente
132-190	80.35	4076.64	4156.99	1.57	6527	3.13	4.53	9.06	28.36	42.54	93.38	93.11	3.4	3.4	45	1.04	165.40	0.468	0.874	91.23	90.96	Colector
190-111	80.35	4156.94	4237.34	1.57	6653	3.13	4.62	9.24	28.92	43.38	93.11	93.15	0.5	1.2	45	0.621	98.76	0.330	0.600	90.96	90.86	Pozo con caida
111-112	23.30	5308.31	5331.61	1.57	8371	3.03	5.81	11.63	35.24	52.86	93.15	93.01	6	1	61	0.694	202.82	0.347	0.600	90.15	90.12	Colector
112-113	10.60	5331.61	5342.21	1.57	8388	3.03	5.82	11.65	35.30	52.95	93.01	93.06	5	1	61	0.694	202.82	0.347	0.600	90.12	90.10	Contrapendiente
113-114	60.56	5342.21	5402.77	1.57	8483	3.02	5.89	11.78	35.57	53.35	93.06	93.84	13	1	61	0.694	202.82	0.347	0.600	90.10	90.04	Contrapendiente

2.6 RELACION DE LOS ELEMENTOS HIDRAULICOS

Qp / Qt.ll.	Vr / Vt.ll.	Dr / Dt.ll.
0.01	0.32	0.08
0.02	0.40	0.10
0.03	0.45	0.12
0.04	0.50	0.15
0.05	0.53	0.15
0.06	0.56	0.17
0.07	0.58	0.18
0.08	0.60	0.20
0.09	0.62	0.21
0.10	0.64	0.22
0.11	0.66	0.23
0.12	0.68	0.24
0.13	0.69	0.25
0.14	0.71	0.26
0.15	0.72	0.27
0.16	0.74	0.28
0.17	0.75	0.28
0.18	0.76	0.29
0.19	0.77	0.30
0.20	0.78	0.31
0.21	0.80	0.32
0.22	0.81	0.33
0.23	0.82	0.34
0.24	0.83	0.34
0.25	0.83	0.35
0.26	0.84	0.35
0.27	0.85	0.36
0.28	0.86	0.37
0.29	0.87	0.37
0.30	0.88	0.38
0.31	0.88	0.39
0.32	0.89	0.40
0.33	0.90	0.40
0.34	0.91	0.41
0.35	0.91	0.41
0.36	0.92	0.42
0.37	0.92	0.42
0.38	0.93	0.43
0.39	0.94	0.44
0.40	0.94	0.44
0.41	0.95	0.45
0.42	0.95	0.45
0.43	0.96	0.46
0.44	0.96	0.47
0.45	0.97	0.47
0.46	0.98	0.48
0.47	0.98	0.48
0.48	0.99	0.49
0.49	0.99	0.50
0.50	1.00	0.50
0.51	1.00	0.50
0.52	1.01	0.51
0.53	1.01	0.52
0.54	1.02	0.52
0.55	1.02	0.53
0.56	1.03	0.54
0.57	1.03	0.54
0.58	1.04	0.55
0.59	1.04	0-55
0.60	1.05	0.56
0.61	1.05	0.56
0.62	1.05	0.57
0.63	1.06	0.58
0.64	1.06	0.58
0.65	1.06	0.59
0.66	1.07	0.60
0.67	1.07	0.60
0.68	1.08	0.61
0.69	1.08	0.61
0.70	1.08	0.62
0.71	1.08	0.63
0.72	1.09	0.64
0.73	1.09	0.64
0.74	1.09	0.65
0.75	1.10	0.65
0.76	1.10	0.65
0.77	1.11	0.66
0.78	1,11	0.67
0.79	1.11	0.68
0.80	1.11	0.68
0.81	1.12	0.69
0.82	1.12	0.70
0.83	1.12	0.70
0.84	1.12	0.70
0.85	1.13	0.71
0.86	1.13	0.72
0.87	1.13	0.73
0.88	1.13	0.74
0.89	1.13	0.74
0.90	1.13	0.75
0.91	1.13	0.75
0.92	1.14	0.76
0.93	1.14	0.77
0.94	1.14	0.77
0.95	1.14	0.78
0.96	1.14	0.79
0.97	1.14	0.80
0.98	1.14	0.80
0.99	1.146	0.81
1.00	1.146	0.82
1.01	1.146	0.83
1.02	1.146	0.84
1.03	1.14	0.85
1.04	1.14	0.86
1.05	1.14	0.87
1.06	1.13	0.89
1.07	1.12	0.91
1.074	1.12	0.93

TABLA 1

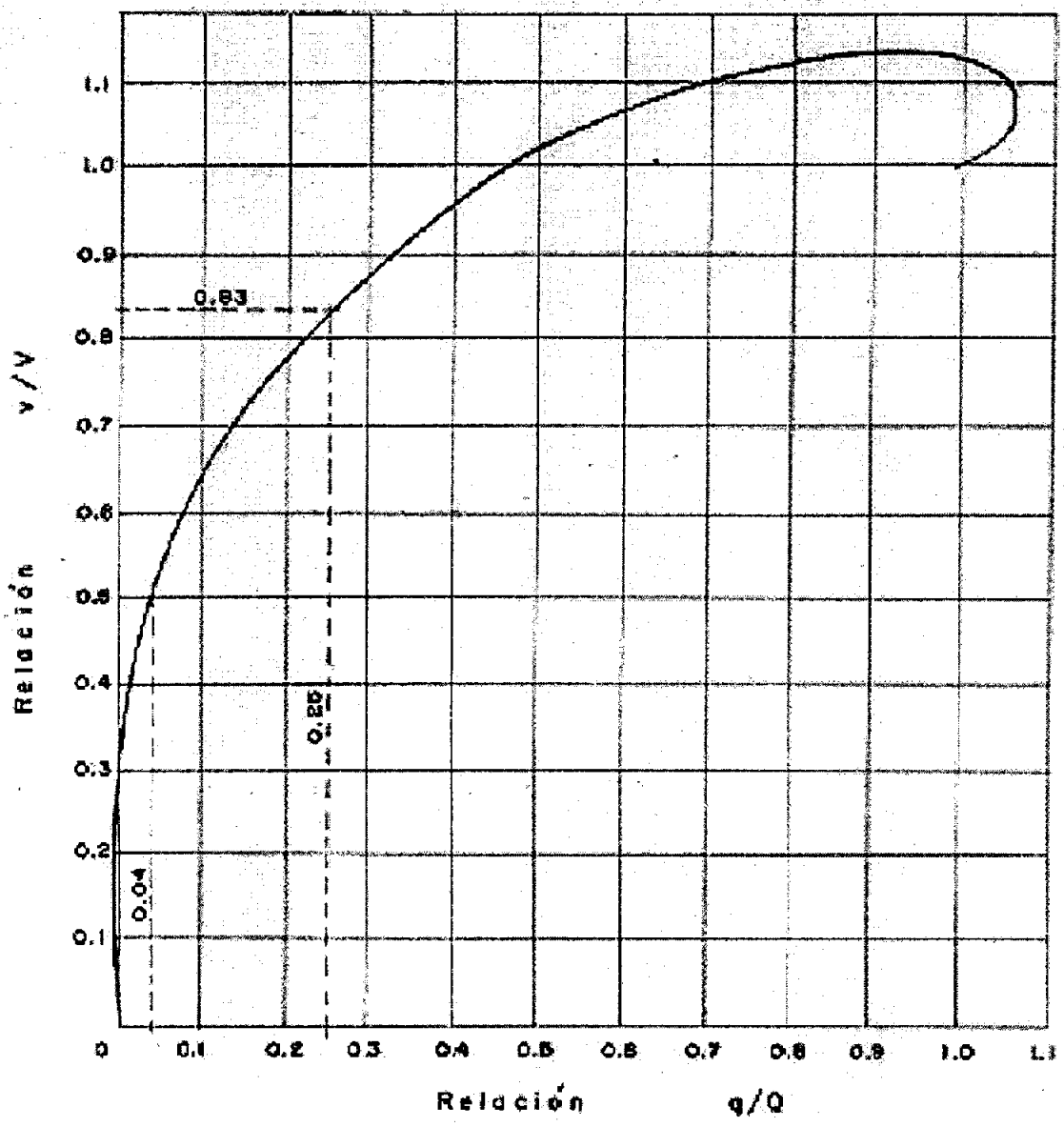

Relación v/V
1.1
1.0
0.9
0.83
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0.25
0.04
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
1.1
Relación q/Q

FIGURA 1

UNIDAD III

RECOMENDACIONES PARA EL BUEN FUNCIONAMIENTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

3.0 Recomendaciones para el buen funcionamiento de la red de alcantarillado sanitario.

Como ya sabemos, el sistema de alcantarillado sanitario debe procurar la eliminación rápida y segura de los líquidos sucios; debemos saber que para realizar estas finalidades se deben reunir los requisitos siguientes:

1. Localización adecuada.
2. Seguridad en la eliminación.
3. Resistencia necesaria.
4. Facilidades de inspección y limpieza.
5. Capacidad suficiente.

3.1 Localización adecuada.

Sabemos que las alcantarillas deben instalarse, por lo general, en el centro de las calles. Solo en casos especiales (anchura de las mismas, pavimentos que resulte oneroso romper, el estar ocupado el centro de las vías por algunas instalaciones que no sea conveniente o resulte muy caro remover, etc.) se varía esta localización.

Nunca deben quedar las alcantarillas debajo de las casas, cruzando las manzanas; es decir, el suelo arriba de la instalación debe estar libre o descubierto. A veces, dentro de los edificios es imprescindible pasar bajo les habitaciones algún albañal, debiendo tomar precauciones en caso de no

poder variar su localización. La planificación del lugar indica, por tanto, la localización de todas las líneas del alcantarillado, que no es otra sino la de los ejes de las calles.

También, por regla general las alcantarillas se establecerán paralelamente al terreno, es decir, siguiendo sus pendientes y declives, puesto que el alcantarillado no es más que una red subterránea de conductos que repite en forma perfeccionada el desagüe superficial.

Los conductos principales o colectores deberán quedar alojados en las calles más bajas, es decir, en las que forman los talwegs, para facilitar hacia ellos el escurrimiento de las zonas más elevadas.

En ocasiones, la localización de estos conductos troncales se cambia a una calle lateral menos baja, por no convenir establecer un colector en una avenida de mucho transito o por algún otro motivo.

El movimiento del agua debe ser de las partes altas a las bajas, canalizando y concentrando los gastos hacia la salida de la comunidad y transportándolas hasta el punto final o de vertido; de manera de que el sentido de escurrimiento en las alcantarillas está determinado por la configuración física del terreno.

Por lo anterior se ve que la topografía del lugar donde se va a establecer una red de alcantarillado es fundamental para fijar la localización de las atarjeas, colectores, etc. Así mismo,

la elección del sitio de vertido o el establecimiento de una planta de tratamiento son determinantes en esta localización.

3.2 Seguridad en la eliminación.

La remoción de las aguas negras debe hacerse sin causar peligro ni molestia; por tanto, aun cuando las aguas sucias tardan algunas horas en entrar en franca descomposición, es preciso alejarlas tan luego como se producen.

Para que este requisito de "Seguridad en la eliminación" pueda satisfacerse debe evitarse la vista de esta agua sucia mediante conductos cerrados, cuidar su velocidad, su impermeabilidad, su ventilación y su lavado y limpieza.

Las alcantarillas son generalmente conductos cerrados para evitar a la vista el repugnante aspecto de las aguas que conducen, resguardar a la atmósfera de los gases nocivos y evitar contaminaciones de los lugares por donde pasan.

Dentro de la comunidad de San Simón las alcantarillas serán subterráneas.

El interior de los conductos debe ser uniforme, sin entrantes ni salientes, con superficies pulidas y tersas, para lograr un buen escurrimiento. Es usual el empleo de la forma circular.

Las aguas negras se conducirán en forma tal que no generen poluciones ni causen contaminación, para lo cual se construyen las alcantarillas con la mayor impermeabilidad, eligiéndose el material más apropiado y compatible con las condiciones económicas.

Las juntas entre los conductos que forman el alcantarillado son puntos de inferior resistencia, por lo cual su ejecución se hará con el mayor cuidado. Las aguas a presión, aún en los tubos de material más impermeable, dan lugar a fugas en las juntas. Se procura por tanto, que los conductos eliminatorios de las aguas negras trabajen habitualmente como canales, especialmente cuando se trata de las aguas cloacales.

No obstante las alteraciones que produce el contenido de materias que llevan las aguas negras, no las modifica apreciablemente en viscosidad, densidad, etc., y esto hace que el cálculo de su movimiento se rija por las leyes y reglas generales de la hidráulica, y aun cuando se fijan determinados límites a la velocidad de arrastre, dicho contenido produce inevitables azolvamientos y adherencias de materia putrescible que origina daños y molestias y que es preciso remover y extraer periódicamente; pero que en tanto permanecen en la alcantarilla dan origen a gases malolientes. Las características de conductos cerrados y subterráneos que se han mencionado logran que dichos gases formen corrientes dentro de los tubos, que es preciso evitar se difundan en la atmósfera cerca de la vivienda del hombre.

Los accesorios de la red sirven para ventilación y, por tanto, su localización y número deben decidirse con acierto para que el escape y movimiento de los gases sea el más conveniente.

Los lugares de las tuberías en que se producen estancamientos de materias putrescibles son focos de infección y molestias. La corriente de los líquidos negros es muy variable, disminuye por la noche y origina en las atarjeas de poco servicio que las corrientes diurnas de aire se inviertan, y al remontarse pasan por estas acumulaciones de sedimentos arrastrando gases malolientes que escapan por las coladeras, los albañales y aun por los muebles sanitarios de las casas.

Para impedir esta regresión de los gases se disponen los cierres hidráulicos, que consisten en la interposición de pequeños volúmenes de agua al paso de los gases.

3.3 Resistencia necesaria.

Las alcantarillas deben ser lo suficientemente fuertes para resistir las cargas y empujes a que están sujetas tanto interior como exteriormente. El cálculo de esta resistencia para proporcionar el material y determinar la forma apropiada del conducto depende de dichas cargas y empujes, y es cuestión de estabilidad. Se consideran como fuerzas externas: la firmeza del subsuelo, las supresiones, los empujes de las tierras laterales, las cargas sobre el conducto por la capa de

tierra que lo cubre y las presiones transmitidas por el tráfico. Como fuerzas internas: el movimiento y presiones del agua conducida y las fluctuaciones de gasto que pueden hacer trabajar la alcantarilla como canal o como tubo forzado.

El conducto de forma circular es el de mejor resistencia de modo que debe adoptarse este siempre que no hayan otras razones de peso para modificarlo.

3.4 Facilidades de inspección y limpieza.

Las materias en suspensión tienden a sedimentarse aun cuándo la velocidad de arrastre sea superior a los límites mínimos. Cuerpos tanto en suspensión como flotantes se pegan al fondo y las paredes, principalmente por las fluctuaciones de gasto, produciendo adherencias que alteran el funcionamiento de la corriente y dan origen a emanaciones molestas. Las materias en solución van combinándose, provocándose precipitaciones que forman azolves todo esto origina una reducción gradual de la sección de las alcantarillas, con las descomposiciones sépticas e infecciones consiguientes. Se requiere por tanto, una inspección y desazolve periódicos para conservar los conductos en las mejores condiciones.

La inspección y limpieza de la alcantarilla se hace mediante los pozos de visita, y como regla, estos pozos de acceso deben limitar tramos de alcantarillado completamente recto y uniforme en su sección, con el fin de poder establecer

una fácil comunicación a través de ellas y permitir la introducción y movimiento de los aparatos mecánicos que efectúen la remoción de los azolves. Así mismo, el acceso en los extremos de un tramo recto permite una mejor y más fácil inspección.

Una red de alcantarillas debe tener pozos en todos los cruzamientos, en los cambios de dirección, de pendiente y diámetros de las tuberías, etc.

3.5 Capacidad suficiente.

Finalmente, las aguas sucias que transporta la red deberán eliminarse en las mejores condiciones, por lo cual es fundamental determinar los gastos máximos que van a pasar por ella, a fin de que su alejamiento sea rápido y no origine estancamientos que favorezcan depósitos indeseables. A la vez se establecerán adecuadas condiciones en escurrimientos mínimos para evitar, por falta de volumen, velocidad y flotabilidad, el asentamiento de la materia nociva que transportan las aguas negras, etc., es decir, el buen funcionamiento hidráulico de la red, que varía según el sistema que se adopte.

UNIDAD IV

DESCRIPCION GENERAL DE LOS CONCEPTOS A EJECUTAR EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

4.0 Excavación de zanjas.

Se entenderá por "excavación de zanjas" en construcción de redes de alcantarillado y emisores, la que se realice para alojar la tubería de las redes de alcantarillado incluyendo las operaciones necesarias para amacizar o limpiar la plantilla y taludes de las mismas, la remoción del material producto de las excavaciones, su colocación a uno o ambos lados de la zanja disponiéndolo en tal forma que no interfiera con el desarrollo normal de los trabajos y la conservación de dichas excavaciones por el tiempo que se requiera para la instalación satisfactoria de la tubería. Incluye igualmente las operaciones que deberá efectuar el contratista para aflojar el material manualmente o con equipo mecánico previamente a su excavación cuando se requiera, (ver figuras).

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Figura 1

Figura 2

Figura 3

Figura 4

Figura 5

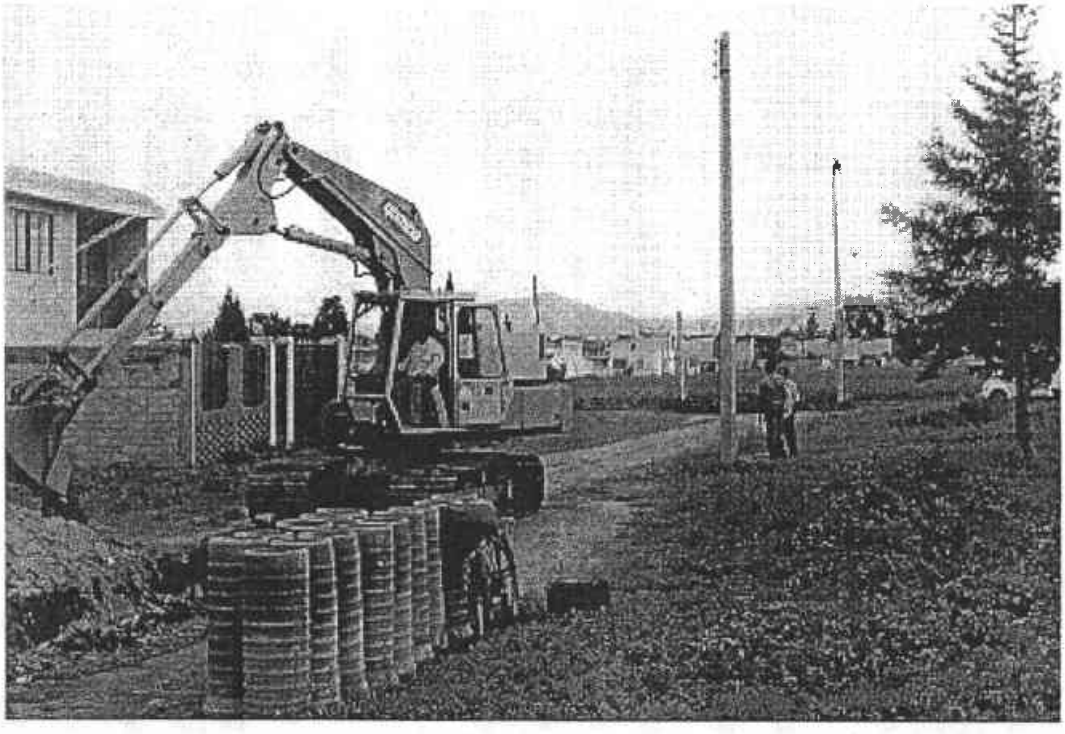


Figura 6

4.0.1 Ejecución.

El producto de la excavación se depositará a uno o a ambos lados de le zanja, dejando libre en el lado que fije el contratista un pasillo de 60 cm. entre el limite de la zanja y el pie del talud del bordo formado por dicho material. El contratista deberá conservar este pasillo libre de obstáculos.

El fondo de la excavación deberá ser afinado minuciosamente, a fin de que la tubería que posteriormente se instale en la misma, quede a la profundidad señalada y con la pendiente de proyecto.

Las dimensiones de las excavaciones que formarán las zanjas variarán en función del diámetro de la tubería que será alojada en ellas, (ver tabla 1.a).

El contratista deberá vigilar que desde el momento que se inicie la excavación hasta aquel en que se termine el relleno de la misma, incluyendo el tiempo necesario para la colocación y prueba de la tubería, no transcurra un lapso mayor de 7 días de calendario.

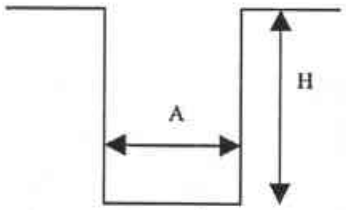
Cuando la resistencia del terreno a las dimensiones de la excavación, sean tales que, pongan en peligro la estabilidad de las paredes de la excavación, tendrán que colocarse ademes y puntales según sean necesarios para la seguridad de las obras, la de los trabajadores y/o la que exijan las leyes o reglamentos vigentes.

ANCHO LIBRE DE ZANJAS SEGÚN LA PROFUNDIDAD DE SU FONDO Y EL DIAMETRO DE LA TUBERIA QUE SE INSTALARA EN ELLAS

Diámetro Nominal		PROFUNDIDAD DEL FONDO DE LA ZANJA										
Centímetros	Pulgadas	Hasta de 1.25m	de 1.26 m. a 1.75 m.	de 1.76 m. a 2.25m.	de 2.26m. a 2.75m.	de 2.76m. a 3.25m.	de 3.26m. a 3.75m.	de 3.76m. a 4.25m.	de 4.26m. a 4.75m.	de 4.76m. a5.25m.	de 5.26m. a 5.75m.	de 5.76m. a 6.25m.
15	6	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
20	8	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
25	10		70	70	70	70	70	75	75	75	80	80
30	12		75	75	75	75	75	75	75	75	80	80
38	15		90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
45	18		110	110	110	110	110	110	110	110	110	110
61	24			135	135	135	135	135	135	135	135	135
76	30			155	155	155	155	155	155	155	155	155
91	36				175	175	175	175	175	175	175	175
107	42				190	190	190	190	190	190	190	190
122	48				210	210	210	210	210	210	210	210
152	60					245	245	245	245	245	245	245
183	72						280	280	280	280	280	280
213	84						320	320	320	320	320	320
244	96							360	360	360	360	360

NOTAS:

1. Los diámetros de los tubos y los anchos de zanja están expresados en centímetros.
2. Las tuberías que se instalarán serán de juntas de macho y campana a no ser que expresamente se estatuya otro tipo de junta.
3. El colchón mínimo sobre el lomo del tubo será de noventa centímetros, excepción hecha de los lugares en que, por razones especiales, se indique en los planos otros colchones.
4. En todas las juntas se excavarán conchas para facilitar al junteo de los tubos y la inspección de éste y se estimarán y se pagarán por separado.
5. A las excavaciones se les podrá dar el talud que se desee, pero solo se tomarán en cuenta el volumen correspondiente a zanja de paredes verticales con el ancho fijado en esta tabla y el precio unitario correspondiente. Si la Secretaria autoriza por escrito "ademe provisional" el "ancho de zanja" será el de esta tabla más el ancho ocupado por este ademe. Es indispensable que a la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente como máximo el "ancho de zanja" que se tomará en cuenta según esta "Nota No 5"



ANCHO LIBRE DE ZANJAS SEGÚN LA PROFUNDIDAD DE SU FONDO Y EL DIAMETRO DE LA TUBERIA QUE SE INSTALARA EN ELLAS.

Tabla 1.a

La profundidad de instalación de los conductos queda definida por:

- La topografía
- El trazo
- Los colchones mínimos
- Las velocidades máxima y mínima
- Las pendientes del proyecto
- La existencia de conductos de otros servicios
- Las descargas domiciliarias
- La economía de las excavaciones
- La resistencia de las tuberías a cargas exteriores

Las profundidades a las cuales se instalen las tuberías deben estar comprendidas dentro del ámbito de la mínima y máxima.

a) La profundidad mínima la rigen dos factores:

– Evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas, mediante un colchón mínimo que es función del diámetro del tubo. Los colchones mínimos indicados podrán modificarse en casos especiales, previo análisis particular y justificación en cada caso. Los principales factores que intervienen para modificar el colchón son: material de tubería, tipo de terreno y las cargas vivas probables, (ver tabla 1.b).

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

b) Profundidad máxima.

- La profundidad máxima será aquella que no ofrezca dificultades constructivas mayores durante la excavación, de acuerdo con la estabilidad del terreno en que quedará alojado el conducto y variará en función de las características particulares de la resistencia a la compresión o rigidez de la tubería, haciendo el análisis respectivo en el que se tomará en cuenta el peso volumétrico del material de relleno, las posibles cargas vivas y el factor de carga proporcionado por la plantilla a usar.

Diámetro nominal del tubo (cm.)	Colchón mínimo (m.)
Hasta 45	0.90
Mayor de 45 y 122	1.00
Mayor de 122 y 183	1.30
Mayores de 183	1.50

Tabla 1.b

4.1 Plantilla.

Se entenderá por plantilla para tuberías de alcantarillado, la que construya el contratista en el fondo de las zanjas, de acuerdo con el proyecto, para nivelar cualesquiera irregularidades en las zanjas y asegurar el soporte uniforme de la tubería en todo el cuadrante inferior, (ver figuras 7, 8 y 9).

4.1.1 Ejecución.

Las plantillas se construirán generalmente con materiales tipo A y/o B producto de la excavación, pudiendo también construirse cuando lo indique el proyecto con pedacería de tabique, tezontle, grava cementada, concreto simple o concreto armado.

PLANTILLA CLASE "A"

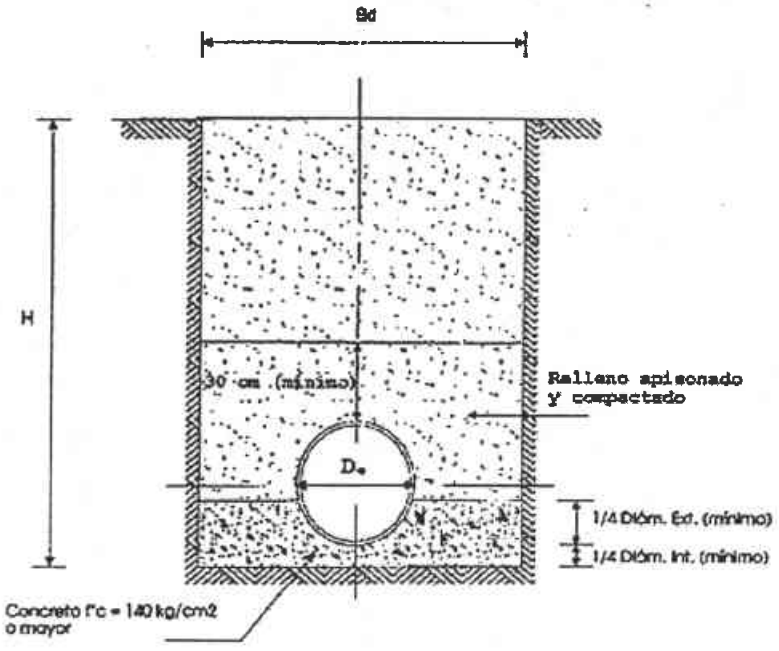


Figura 7

PLANTILLA CLASE "B"

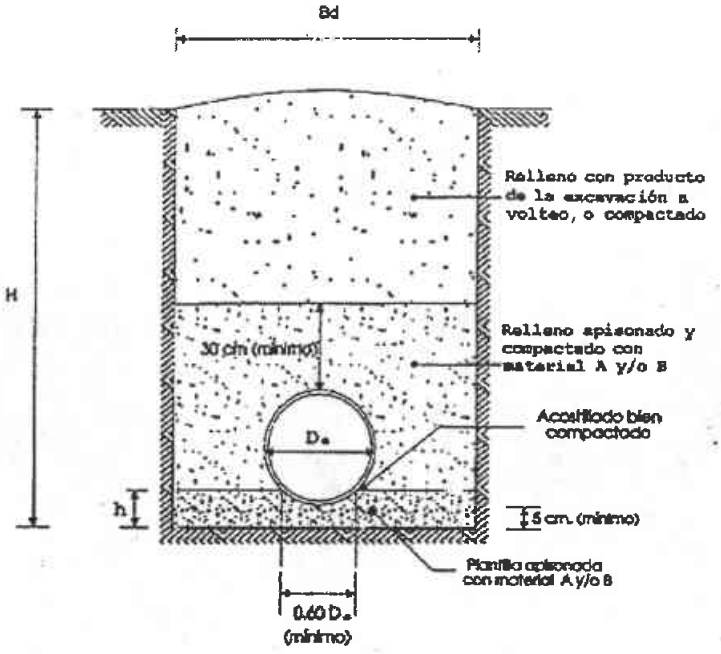


Figura 8

Figura 9

La plantilla se apisonará hasta que el rebote del pisón señale que se ha logrado la mayor compactación posible, para lo cual, al tiempo del apisonado se humedecerán los materiales que forman la plantilla para facilitar su compactación.

La parte central de la plantilla que se construya para apoyo de tuberías de concreto o plástico será construida en forma de canal semicircular para permitir que el cuadrante inferior de la tubería descanse en todo su desarrollo y longitud sobre la plantilla.

Las plantillas se construirán inmediatamente antes de tender la tubería y previamente a dicho tendido deberá dársele el visto bueno a la plantilla construida.

Si dicha plantilla no cubre las especificaciones indicadas se podrá ordenar, si se considera conveniente, que se levante la tubería colocada y los tramos de plantilla que se consideren defectuosos y que se construyan nuevamente en forma correcta.

Para el proceso constructivo del sistema de alcantarillado de la comunidad de San Simón en el Municipio de Texcoco, Edo. de México, se ocuparán las especificaciones dadas para la Plantilla clase "B".

Plantilla clase "B"

En este tipo de encamado, la tubería se apoya en un piso de material fino (tipo A y/o B), colocado sobre el fondo de la zanja, al cual se le ha dado previamente la forma cóncava adecuada para recibir la parte inferior de la tubería, en un ancho de cuando menos 60% de su diámetro exterior. El espesor mínimo sobre el eje vertical de la tubería será 5 cm.

Este tipo de encamado se usará en el tendido de todas las tuberías salvo los casos en que se requiera usar una del tipo A (especial).

El factor de carga para efectuar su revisión estructural es de 1.90. (ver figura 10).

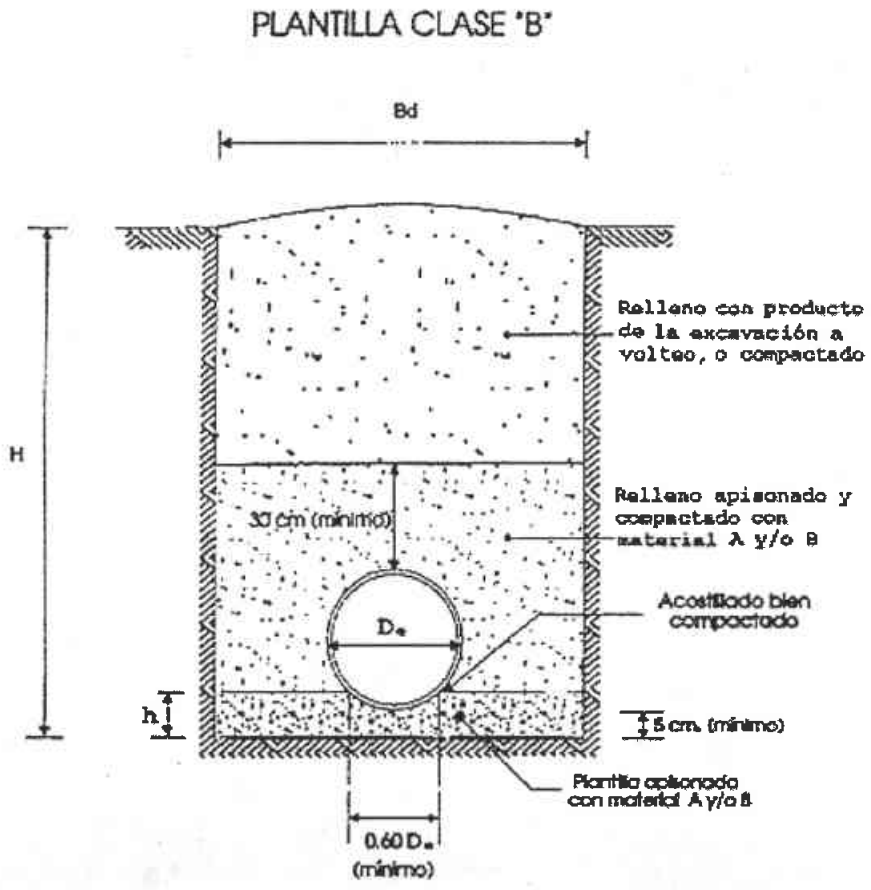


Figura 10

4.2 Instalación de tubería para alcantarillado.

Se entenderá por "Instalación de tubería para alcantarillado" al conjunto de operaciones que debe ejecutar el contratista para colocar en forma definitiva según el proyecto, la tubería de concreto simple o reforzado, ya sea de macho y campana o de caja y espiga que se requiera para la construcción de redes de alcantarillado, (ver Figura 11 y 12).

Figura 11

Figura 12

4.2.1 Ejecución.

En la colocación de tubería de concreto, cada pieza deberá tener un apoyo completo y firme en toda su longitud, para lo cual se colocará de modo que el cuadrante inferior de su circunferencia descanse en toda su superficie sobre la plantilla.

No se permitirá colocar los tubos sobre piedras, calzas de madera y soportes de cualquier otra índole.

La tubería de concreto se colocará con la campana o la caja de la espiga hacia aguas arriba y se empezará su colocación de aguas abajo hacia aguas arriba, (ver figuras 13 y 14).

El junteo de la tubería se hará con una junta simplex hecha de un material de hule natural o sintético, (ver detalle 1.c).

Esta nueva técnica surgió a partir de las siguientes observaciones:

El 80% del abastecimiento de agua potable del país proviene de pozos profundos, por lo que el sistema de alcantarillado sanitario no debe ser fuente de contaminación de los acuíferos.

Cuando las tuberías de las redes de alcantarillado eran unidas con mezcla de mortero cemento – arena; sabemos que se presentaban asentamientos diferenciales en el terreno, y estos asentamientos generaban fallas por un junteo deficiente o por agrietamiento debido a la rigidez de la unión.

Las fallas en las juntas de una red de alcantarillado presentan algunas de las siguientes situaciones, consideradas como nocivas:

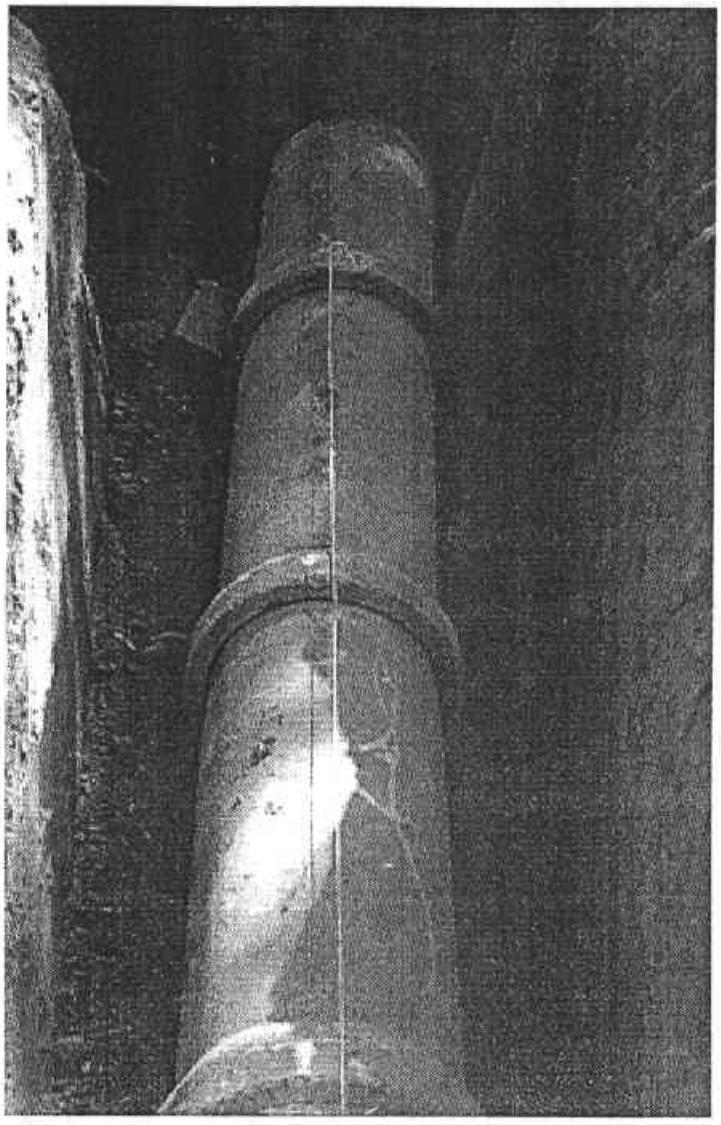


Figura 13

- Las aguas residuales fluyen hacia el exterior de la tubería, contaminando acuíferos y suelos.

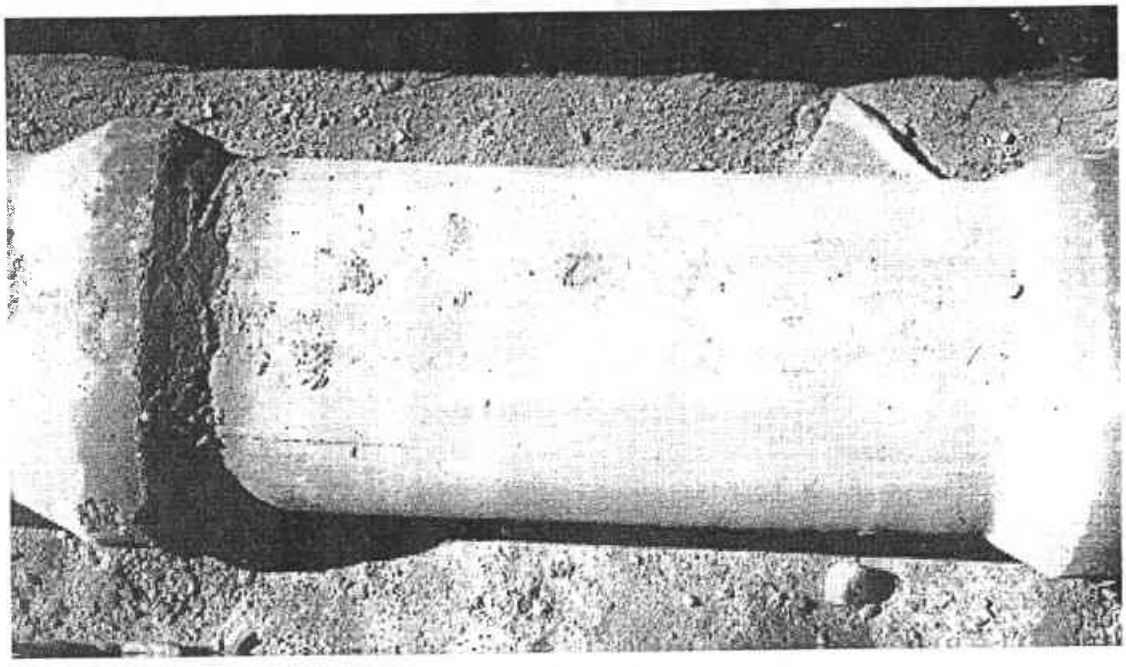
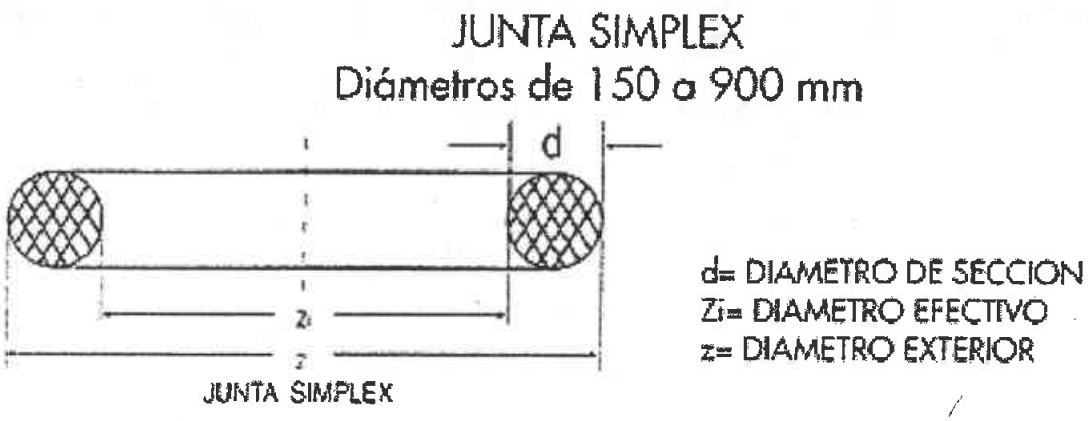


Figura 14

- Con un nivel freático localizado por encima de las tuberías, se presenta en estas una infiltración que drena parcialmente el acuífero, ocasionando una disminución en la capacidad hidráulica del sistema de alcantarillado y permitiendo la recepción de azolves, además de incrementar el caudal a la planta de tratamiento, provocando la disminución de su eficiencia y el incremento de costos de operación.

- Incorporaciones de elementos extraños al sistema de alcantarillado sanitario, como son: hidrocarburos, aceites, grasas y raíces de árboles que provocan riesgos y alteran sus condiciones de funcionamiento.



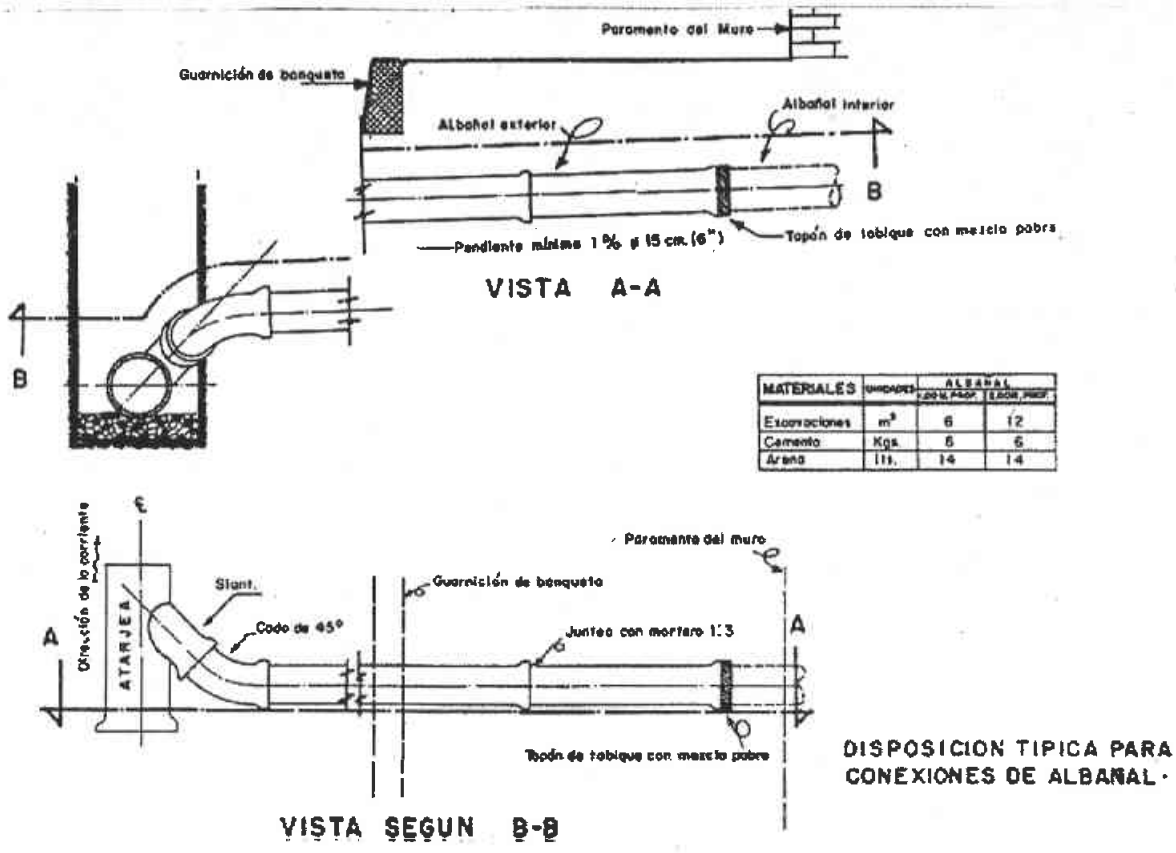
Detalle 1.c

Con el objeto de evitar lo antes citado, uno de los principales requisitos que debe considerarse en el proyecto e instalación del sistema de alcantarillado sanitario, es que éste sea hermético, lográndose esta hermeticidad con el anillo de hule por ser un elemento elastomérico.

4.3 Instalaciones Generales y Obras Complementarias.

4.3.1 Instalación de conexiones domiciliarias.

Se entenderá por instalación de conexiones domiciliarias el conjunto de operaciones, que deberá ejecutar el contratista para conectar la salida del albañal de los predios en la red de alcantarillado, desde el sitio que señalen los planos.(ver detalle 1.d)



Detalle 1.d

4.3.1.1 Ejecución.

En los sitios que señalen los planos para las inserciones de las conexiones domiciliarias, el contratista hará una acometida que conectará a las tuberías de la red de alcantarillado ("slant"), de acuerdo con lo siguiente:

La acometida a tubos de concreto se hará perforando la tubería cuidadosamente; para permitir la entrada del "slant" una vez conectado, se procederá a juntear todo el derredor con mortero, cemento - arena 1:3. (ver fig. 15)

Figura 15

El contratista instalará las conexiones domiciliarias, a partir del paramento exterior de los edificios en el sitio que señalen los planos y las terminará conectando al albañal con el "slant" correspondiente, los albañales formarán, con las tuberías de la red, un ángulo aproximado de 90 grados en planta, sólo excepcionalmente se admitirán deflexiones con ángulos distintos al citado. Para las conexiones se usará tubo de diámetro de 15 cm.; en casos especiales se aumentará dicho diámetro a 20 centímetros.

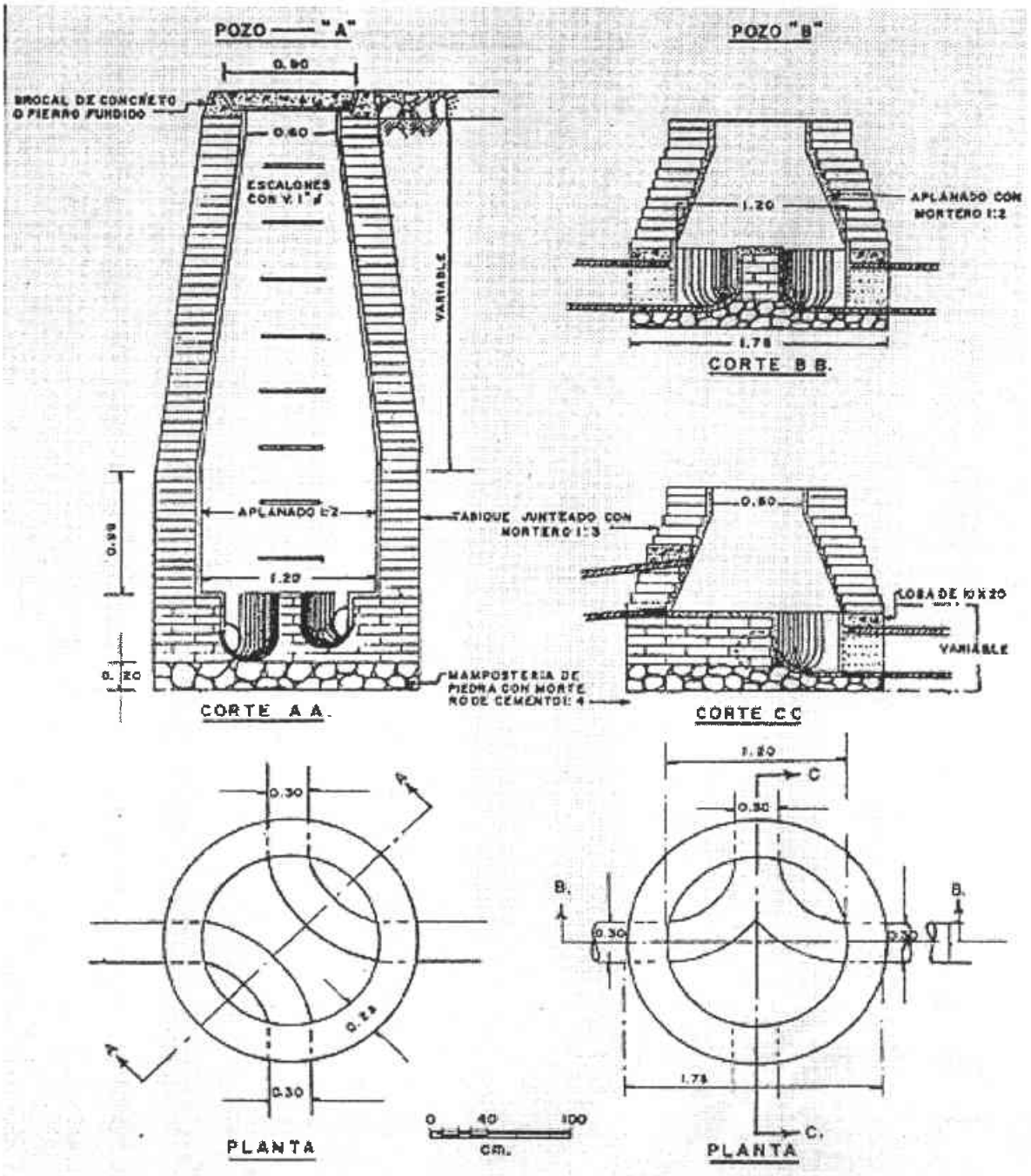
La pendiente mínima que en general se admitirá para la tubería de la conexión será de uno por ciento (1%) y el colchón sobre el lomo del tubo en el sitio de la conexión tendrá como mínimo noventa centímetros (90 cm.)

Antes de construir las conexiones, el contratista se cerciorará de la profundidad de la salida del albañal del predio, si existiera, y de las condiciones de pendiente existentes en el interior del mismo, a fin de evitar que cuando se construyan albañales en el interior del predio queden faltos de colchón, o faltos de la pendiente debida.

Para hacer las conexiones domiciliarias se construirán primero las de un solo lado de determinado tramo del alcantarillado, después de terminadas totalmente éstas, se construirán las del otro lado.

4.3.2 Construcción de pozos de visita y cajas de caída.

Se entenderá por pozos de visita las estructuras diseñadas para permitir el acceso al interior de las tuberías de alcantarillado, especialmente para efectuar las operaciones de limpieza. (ver detalle 1.e)



NOTA:

El pozo tipo "A" se usará para profundidades mayores de 2.50m.
El pozo tipo "B" se usará para profundidades menores de 2.50m.
Es calco de una reducción del Plano ... V.C. 624 de fecha, Noviembre de 1952.

PROYECTO TIPICO DE POZO DE VISITA

Detalle 1.e

4.3.2.1 Ejecución.

Estas estructuras serán construidas en los lugares que señale el proyecto durante la construcción (ver figura 16). No se instalarán tramos de tuberías con longitudes mayores que las separaciones máximas permitidas entre pozos (comunes, especiales y pozos caja), especificadas por las normas de diseño y que señale el proyecto, sin que se hayan terminado los pozos de ambos extremos del tramo; además, la construcción de la cimentación de los pozos de visita deberá hacerse previamente a la colocación de las tuberías para evitar que se tenga que excavar bajo los extremos de las tuberías y que éstas sufran desalojamientos.

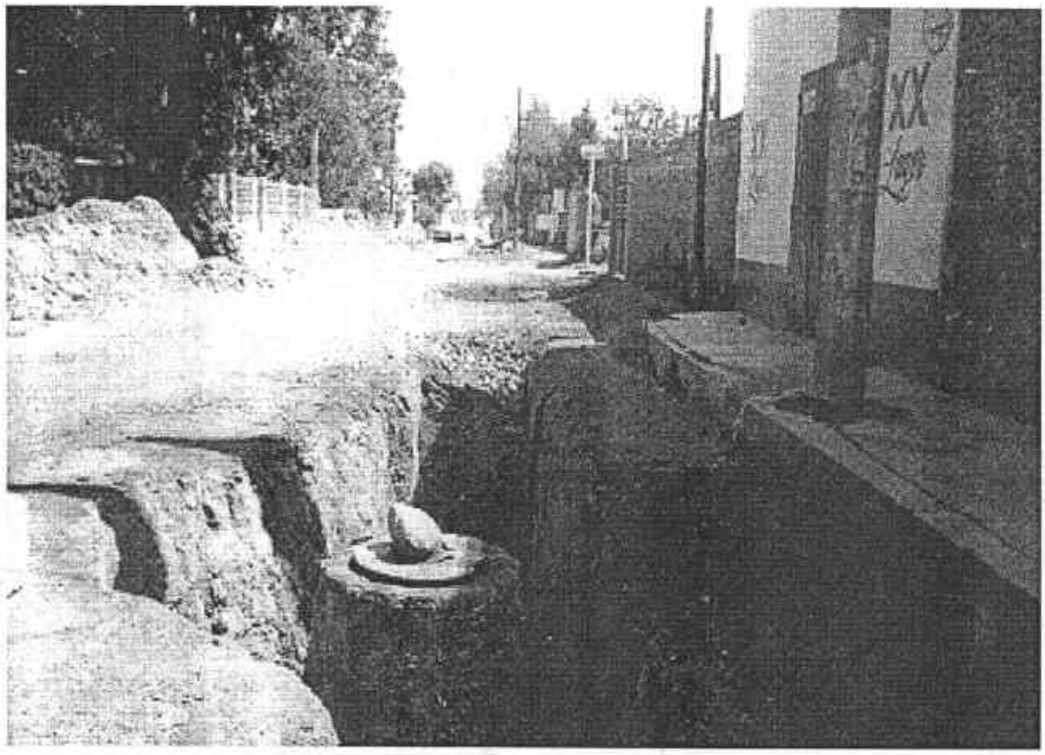


Figura 16

Los pozos de visita se construirán según las indicaciones dadas de mampostería común de tabique junteado con mortero de cemento - arena en proporción de 1:3. Los tabiques deberán ser mojados previamente a su colocación y colocados en hiladas horizontales, con juntas de espesor no mayor de uno y medio centímetros (1.5 cm.).

Figura 17

Cada hilada horizontal deberá quedar desplazada con respecto a la anterior en tal forma que no exista coincidencia entre las juntas verticales de los tabiques que las forman (cuatrapeado); (ver fig. 17).

El paramento interior se recubrirá con un aplanado de mortero de cemento y arena de proporción 1:3 y con un espesor mínimo de un centímetro (1.0 cm) que será terminado con llana o regla y pulido fino de cemento. El aplanado se curará durante diez días con agua. Se emplearán cerchas para construir los pozos y posteriormente comprobar su sección.

Las inserciones de las tuberías en estas estructuras se emboquillarán en la forma indicada en los planos.

Al construir la base de concreto de los pozos de visita se harán en ellas los canales de "media caña" correspondientes, por alguno de los procedimientos siguientes:

A) Al hacerse el colado del concreto de la base se formarán directamente mediante el empleo de cerchas.

B) Se construirán de mampostería de tabique y mortero de cemento - arena dándoles su forma adecuada, mediante cerchas.

C) Se continuarán dentro del pozo los conductos del alcantarillado colando después el concreto de la base hasta la mitad de dichos conductos, cortándose a cincel

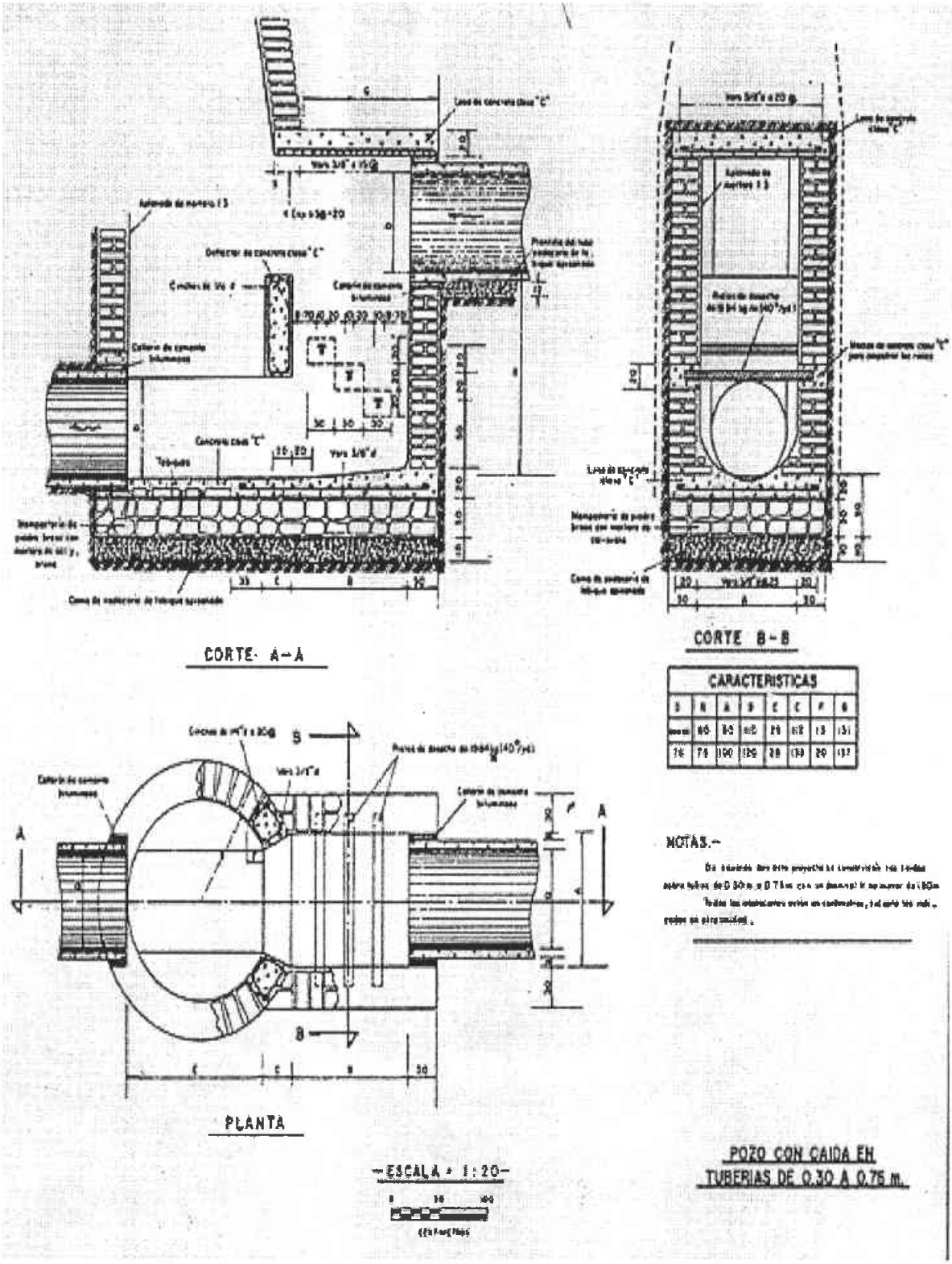
la mitad superior de ellos, después de que endurezca suficientemente el concreto de la base.

D) Se pulirán cuidadosamente, en su caso, los canales de "media caña" y serán acabados de acuerdo con los planos del proyecto.

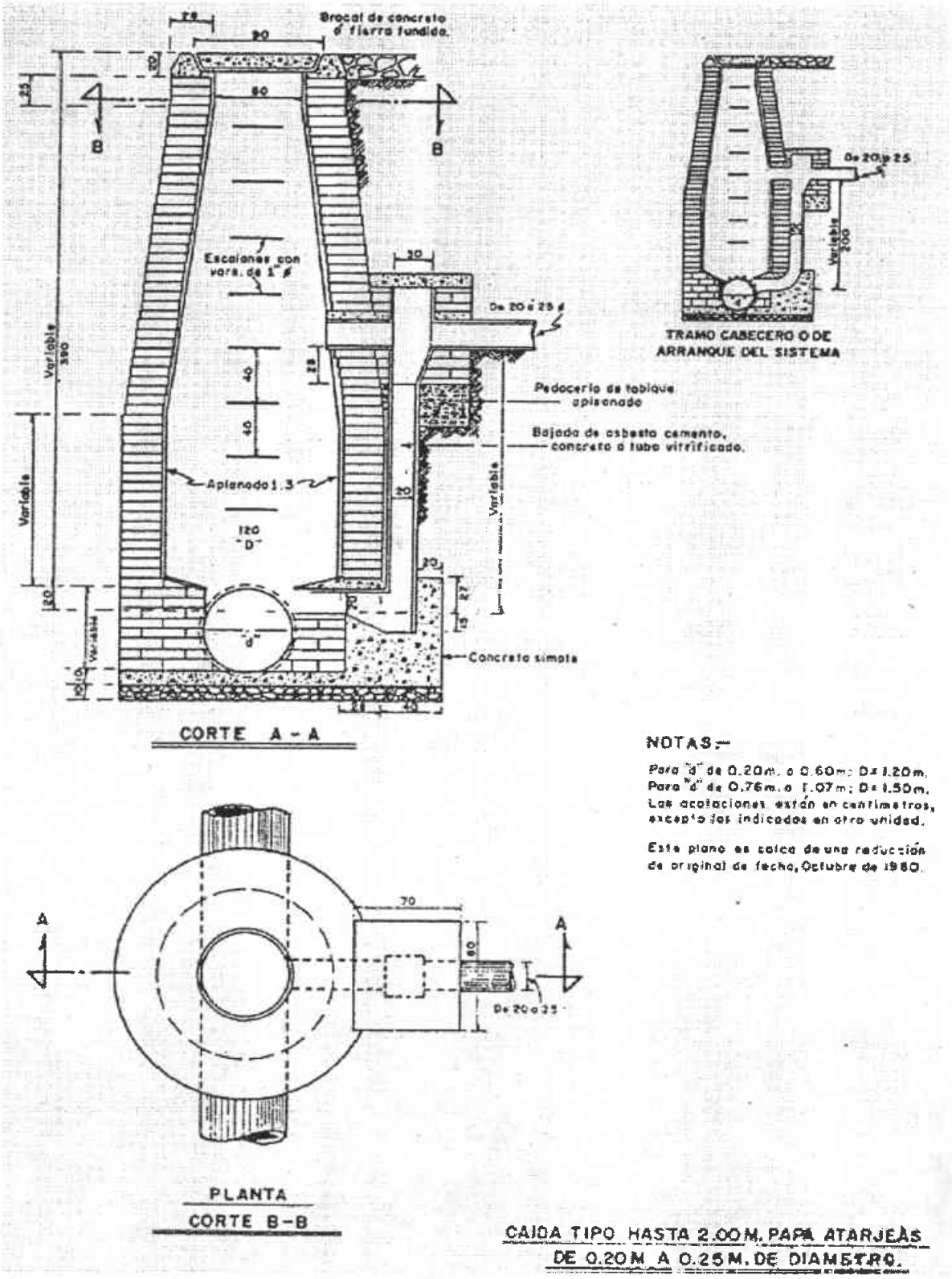
Cuando existan cajas de caída que formen parte del alcantarillado, éstas podrán ser de dos tipos:

A) Caídas de altura inferior a 0.40 m. se construirán dentro del pozo de visita sin modificación alguna a los planos tipo de las mismas.

B) Caídas de altura entre 0.40 y 2.0 m. se construirán las cajas de caída adosadas a los pozos de visita de acuerdo con el plano tipo respectivo de ellas, (ver detalle 1.f y 1.g).


CORTE A-A
CORTE B-B
PLANTA
ESCALA 1:20
CARACTERISTICAS
NOTAS.-
POZO CON CAIDA EN TUBERIAS DE 0.30 A 0.75 m.

Detalle 1.f


Brocal de concreto o fierro fundido.
Escalones con vara de 1"ϕ
Variable
De 20 a 25 ϕ
Pedacería de tabique apisonado
Bajada de asbesto cemento, concreto o tubo vitrificado.
Apisonado 1:3
Concreto simple
CORTE A - A
TRAMO CABECERO O DE ARRANQUE DEL SISTEMA
NOTAS:-
Para "d" de 0.20m. a 0.60m; D= 1.20m.
Para "d" de 0.76m. a 1.07m; D= 1.50m.
Las acotaciones están en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.
Este plano es calca de una reducción de original de fecha, Octubre de 1950.
PLANTA
CORTE B-B
CAIDA TIPO HASTA 2.00M. PARA ATARJEAS DE 0.20M A 0.25M. DE DIAMETRO.

Detalle 1.g

ANEXO A

Un canal abierto es un conducto en el que el agua fluye con superficie libre. Clasificado de acuerdo a su origen, un canal puede ser natural o artificial.

Los canales naturales incluyen todos los cursos de agua que estén naturalmente sobre la tierra, variando en tamaño desde pequeños arroyos o corrientes, ríos pequeños y grandes, hasta estuarios de mareas.

Los canales artificiales son aquellos construidos o desarrollados por el esfuerzo humano: canales de navegación, de irrigación y canaletas, zanjas de drenaje, alcantarillas, etc. Así como canales modelos que son construidos en el laboratorio para propósitos experimentales.

Bajo ciertas circunstancias en la practica de la Ingeniería, a los canales abiertos artificiales se les dan diferentes nombres como "canal", "caída", "cuneta", "alcantarilla", etc. Estos nombres, sin embargo, son usados en forma poco común y pueden ser definidos en un modo muy genérico.

El flujo en un canal abierto puede clasificarse en muchos tipos y descrito en diferentes modos. La clasificación siguiente se ha hecho de acuerdo al cambio de la profundidad del flujo en función del tiempo y espacio.

Escurrimiento permanente y escurrimiento no permanente:

El tiempo es el criterio. El escurrimiento en un canal abierto se dice que es permanente si la profundidad del escurrimiento no cambia o si se supone que es constante durante el intervalo de tiempo considerado.

El escurrimiento es no permanente si la profundidad cambia con el tiempo. En nuestro caso el cambio en las condiciones del escurrimiento con respecto al tiempo es grande, el escurrimiento deberá ser tratado como no permanente.

Para todo escurrimiento, el caudal en una sección del canal se expresa por:

$$Q = V \times A$$

Donde:

V = Velocidad media en m/s.

A = Area de la sección transversal del escurrimiento en m^2.

Retomando lo anteriormente dicho, el escurrimiento en el pequeño canal que se construirá en ambos lados de la Avenida 16 se septiembre (ver plano topográfico), dentro de la comunidad de San Simón será no permanente y será un canal artificial.

Estos pequeños canales se proponen como solución al problema que se presenta en esta avenida actualmente en la época de lluvia ya que se anega de aguas pluviales, por no existir ningún sistema que sirva para desalojar el agua pluvial a lugares donde no causen molestias a los habitantes.

Con la construcción de estos canales se trata de dar solución a este problema. Además las aguas pluviales se conducirán hasta una zona agrícola sirviendo así también para el buen desarrollo de los cultivos.

La sección propuesta es rectangular y será determinada mediante la sección de máxima eficiencia. A continuación se muestra el procedimiento del diseño del canal.

Diseño del canal de desagüe pluvial:

Canal de sección rectangular:

n= 0.014

S= 0.0022

A= ¿

V= ¿

Q= ¿

Sección máxima eficiencia.

Proponiendo un h=0.12m.

b=2h ; b=2(0.12)=0.24m.

A=b.h ; A=0.24x0.12=0.029m^2

P=b+2h ; P=0.24+2(0.12)=0.48m.

$$Rh = \frac{A}{P}; Rh = \frac{0.029}{0.48} = 0.06\ m.$$

Calculo de V.

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

$$V = \frac{1}{0.014}(0.06)^{2/3}(0.0022)^{1/2}$$

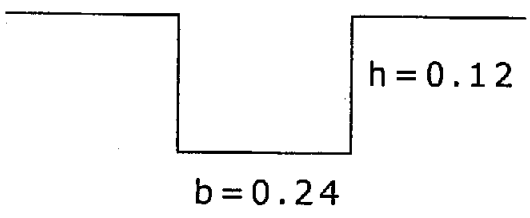
V=0.51m/s

Calculo de Q.

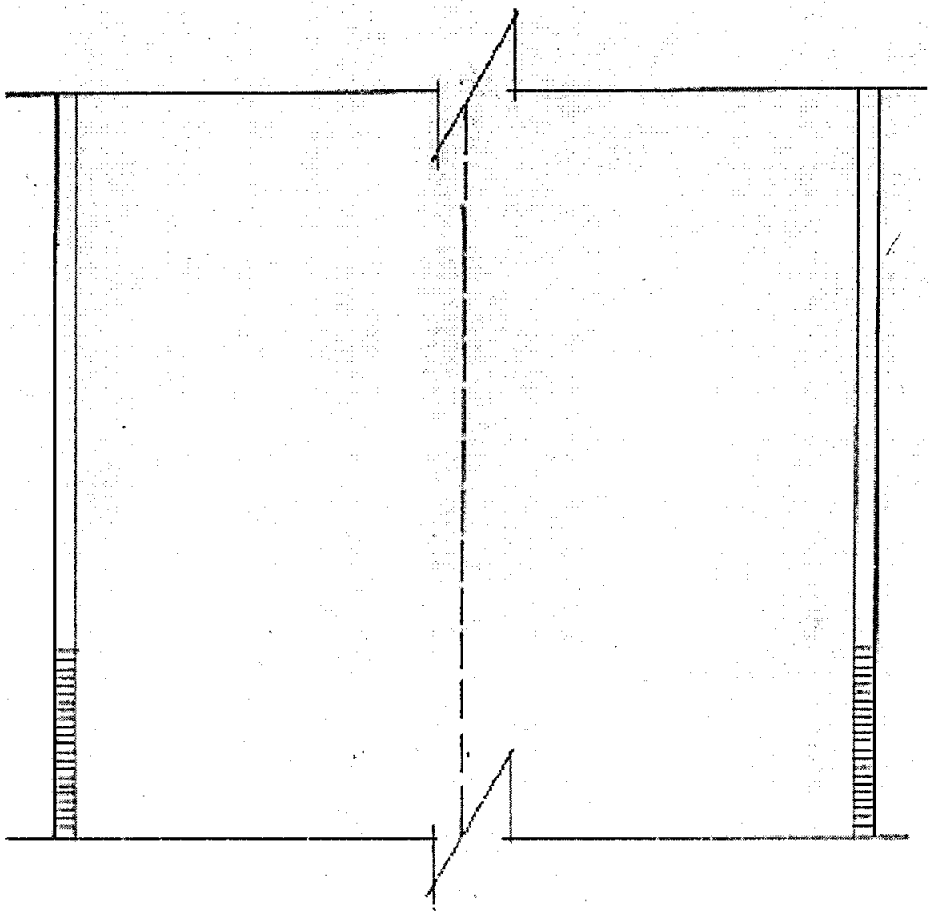
Q=V.A

Q=0.51m/s x 0.029m^2.

Q=0.015m^3/s.



CANALES DE DESAGÜE PLUVIAL



PLANTA

SECCION TRANSVERSAL

Escala 1:100

CONCLUSIONES:

En los problemas de eliminación de aguas residuales de una localidad, el ingeniero se enfrenta a los estudios preliminares respectivos y desde allí, con la dificultad de elegir el sistema de alcantarillado mas conveniente.

Sabemos que el alcantarillado sanitario se diseña y construye para la eliminación de las aguas residuales de una localidad.

Está constituido por una red de tuberías por las que se evacuan en forma eficiente y segura las aguas residuales domésticas y de establecimientos comerciales, conduciéndose a una planta de tratamiento y finalmente a un sitio de vertido donde no causen daño ni molestias.

El lugar de vertido lo fija el ingeniero teniendo en cuenta que las aguas en él, no engendren inconvenientes de molestia o estéticos y no formen focos de infección y peligro.

Si, por ejemplo, las aguas recogidas se van a verter en un río, se procurará que no perjudiquen o interfieran en el uso de la corriente de tal río aguas más abajo dándole un tratamiento adecuado.

Deben tenerse presentes muchos factores para elegir un lugar que reúna las mejores condiciones y que éstas perduren un buen lapso, cuando menos el que se ha asignado a las obras como vida útil, es decir, el periodo económico del proyecto respectivo.

Para satisfacer el proyecto de alcantarillado sanitario en la comunidad de San Simón, Texcoco, Estado de México, es necesario cubrir los siguientes requisitos esenciales:
Hermeticidad en tuberías y accesorios, permitiendo las juntas asentimientos y deflexiones moderadas; tuberías de resistencia adecuada a las pruebas de estanqueidad, flexión y aplastamiento, así como a la acción corrosiva de las aguas residuales y del agua y suelos en el exterior de los conductos; diseño hidráulico apropiado para eliminar con seguridad los gastos máximo y mínimo de las aguas residuales; ventilación adecuada a través de los pozos de visita y, finalmente la construcción de la red se hará en el orden siguiente: Obra de vertido, emisor, colectores y atarjeas, con sus pozos de visita, planta de tratamiento y las conexiones domiciliarias.

BIBLIOGRAFIA:

- Tesis.
Bolaños Quintana Manuel Ismael
Castellanos Rodríguez Jorge Manuel. "Proyecto de la Red de Alcantarillado Sanitario del Poblado de San Lucas Amalinalco, Estado de México."
E.N.E.P. Aragón; 1995.

- Tesis.
Zamudio Marcial. et. al.
U.A.M. Azcapotzalco; 1997

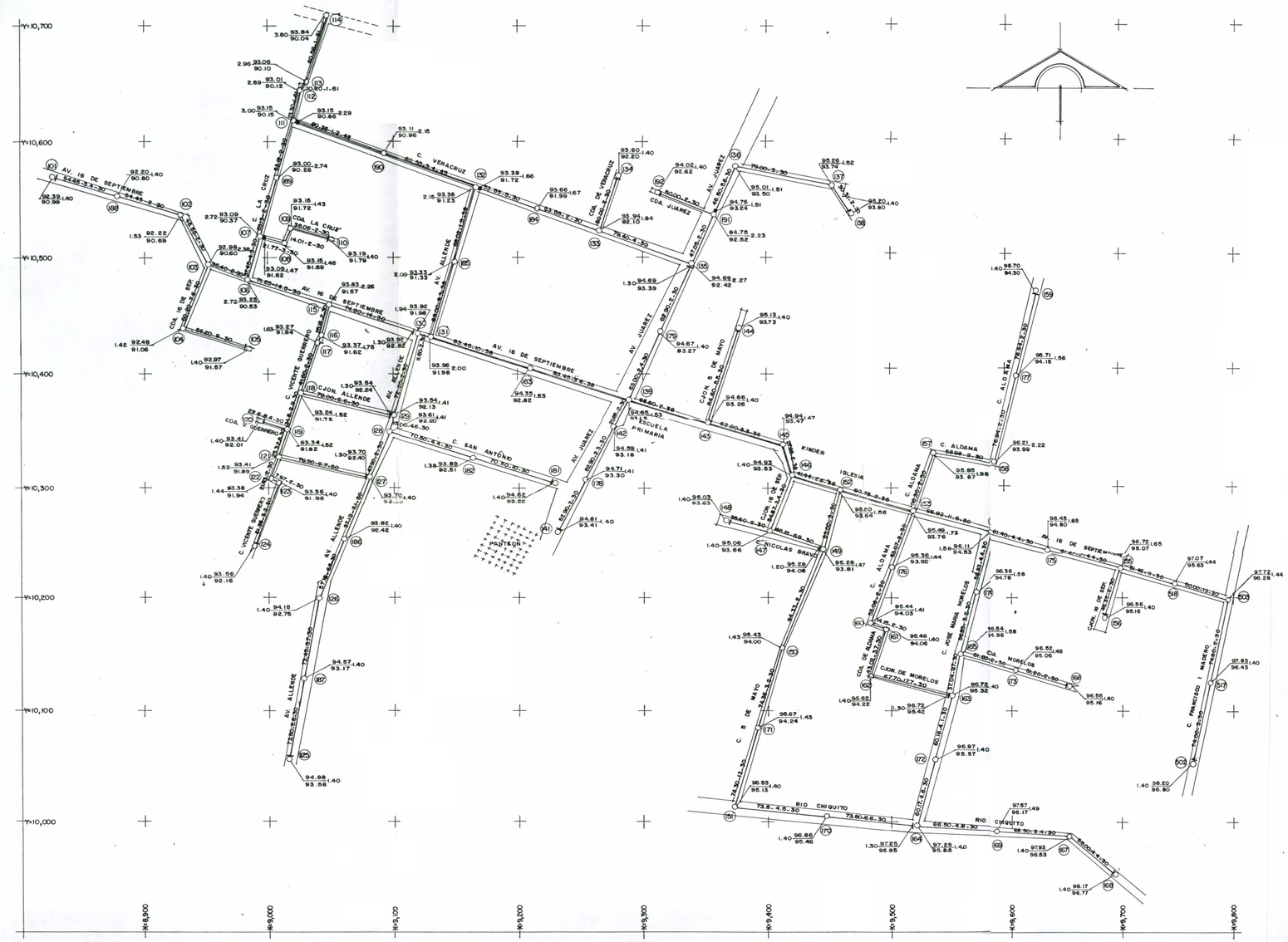
- Municipio de Texcoco, Edo. de México; "Plan de Desarrollo Municipal", 1997-2000

- López Alegría Pedro. "Abastecimiento de Agua Potable y Disposición y Eliminación de Excretas". I.P.N. México, 1994.

- Sánchez Segura Araceli. "Proyecto de Sistemas de Alcantarillado". I.P.N. México, 1995

- Secretaria de Desarrollo Urbano y Ecología. "Manual de Especificaciones Generales y Técnicas de construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado". México, 1986

- Reynoso Torres Lauro. "Guía de Proyecto y Diseño Hidráulico de Redes de Alcantarillado". EUREKA, México, D.F., octubre de 1998.



DATOS DE PROYECTO		
CONCEPTO	CANT.	UNID.
POBLACION DEL ULTIMO CENSO OFICIAL (1995)	4,203	Hab.
POBLACION ACTUAL ESTIMADA (1999)	4,925	Hab.
POBLACION DE PROYECTO (Año 2014)	8,472	Hab.
DOTACION	150	lts/hab./día
APORTACION (80% de la Dotación)	120	lts/hab./día
LONGITUD DE LA RED	5,402.77	Mts.
COEFICIENTE DE PREVISION O SEGURIDAD	1.5	
VELOCIDADES		
MINIMA	0.6	m./seg.
MAXIMA	3.0	m./seg.
GASTOS		
MINIMO	5.88	lts./seg.
MEDIO	11.77	lts./seg.
MAXIMO INSTANTANEO	35.61	lts./seg.
MAXIMO EXTRAORDINARIO	53.42	lts./seg.
DENSIDAD DE POBLACION	1.57	hab./m.
SISTEMA	Separado Aguas Negras	
FORMULA UTILIZADA	Manning y Harmon	
NATURALEZA DEL SITIO DE VERTIDO	Río	
SISTEMA DE ELIMINACION	Gravedad y Bombeo	

NOTAS TECNICAS

1.-LAS TUBERIAS QUE SE INSTALEN SERAN DE JUNTAS DE MACHO Y CAMPANA HASTA 45 cm. DE DIAMETRO Y PARA DIAMETROS MAYORES DE ESPIGA Y CAJA.

2.-EL COLCHON MINIMO SOBRE EL LOMO DEL TUBO DEBE SER DE 90 cm.

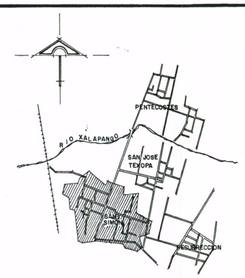
3.-LA PROFUNDIDAD MINIMA DE LA ZANJA SERA LA QUE SE OBTENGA SUMANDO AL COLCHON MINIMO EL DIAMETRO EXTERIOR DE LA TUBERIA. Y EL ESPESOR DE LA PLANTILLA.

4.-EN TODAS LAS JUNTAS SE EXCAVARAN CONCHAS PARA FACILITAR EL JUNTEO DE LOS TUBOS DE MACHO Y CAMPANA Y LA INSPECCION DE ESTAS.

5.-ES INDISPENSABLE QUE A LA ALTURA DEL LOMO DEL TUBO, LA ZANJA TENGA REALMENTE COMO MAXIMO EL ANCHO INDICADO, PERO APARTIR DE ESE PUNTO, PUEDE DARSELE A SUS PAREDES EL TALUD QUE SE HAGA NECESARIO PARA EVITAR EL EMPLEO DE ADEME.

6.-LA CAMA DEBERA SER DE UN MATERIAL QUE GARANTICE:
A) FACILIDAD EN EL ACOMODO DE LA TUBERIA.
B) FORMAR UN ENCAMADO TAL QUE LA CARGA DEL TUBO EN EL TERRENO SEA UNIFORME

7.-PARA LOGRAR UN MEJOR FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO SE PROYECTARON LAS ATARJEAS COMO DIAMETRO MINIMO DE 30 cm. Y CON UNA PENDIENTE MINIMA INDICADA



CROQUIS DE LOCALIZACION

SIMBOLOGIA

- POZO DE VISITA COMUN
- POZO DE CAIDA LIBRE
- CABEZA DE ATARJEA
- ELEVACION DE TERRENO 97.72
- ELEVACION DE PLANTILLA 96.28
- PROFUNDIDAD DEL POZO 1.44
- LONGITUD - PENDIENTE - DIAMETRO (Metros) (Milesimos) (Centimetros) 50.00-13-30
- No. DE POZO 103
- ATARJEA
- SUBCOLECTOR
- COLECTOR

ESCALA GRAFICA 1 : 2000

0 25 50 100

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

E. N. E. P. ARAGON

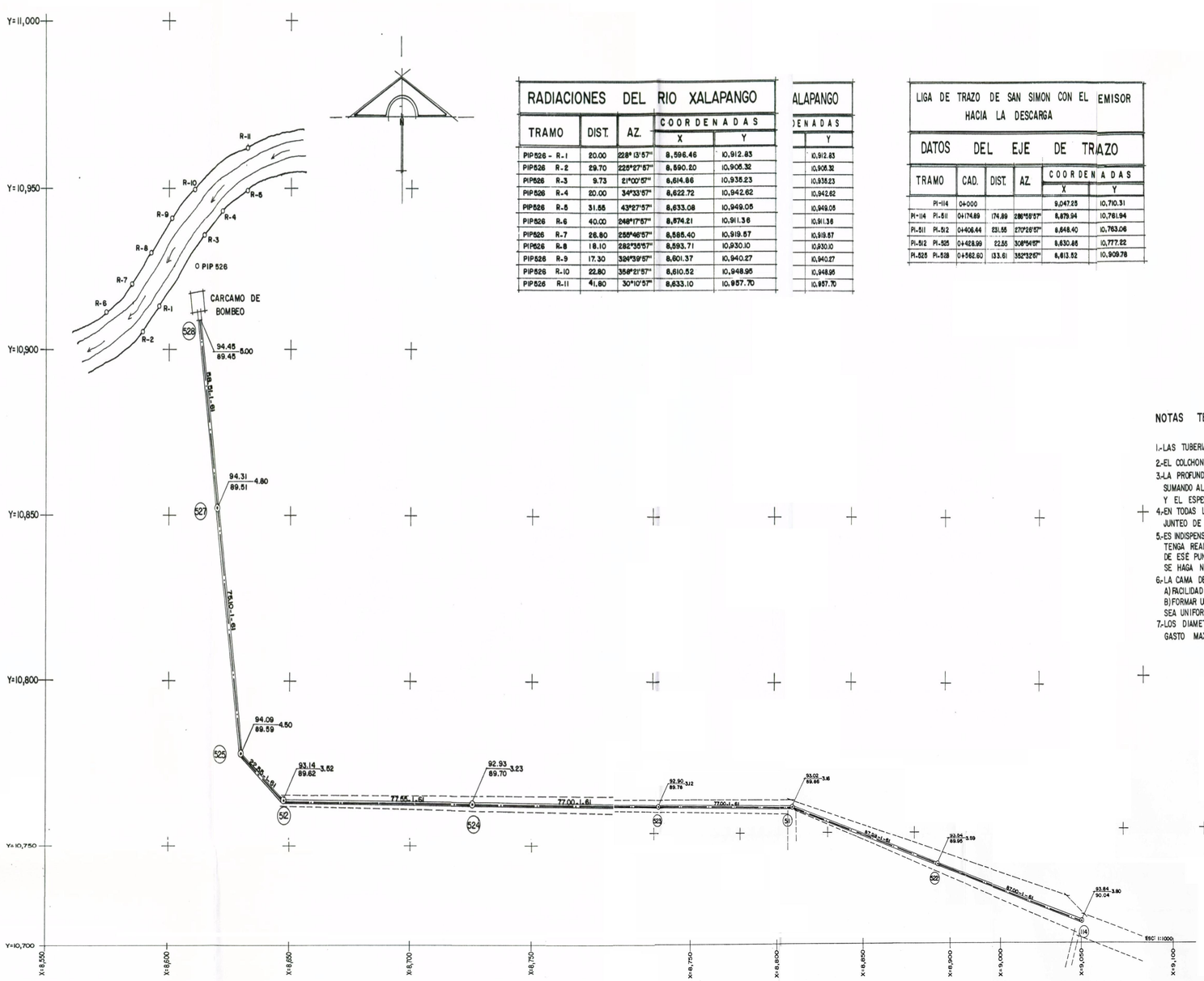
PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO "SISTEMA SAN SIMON" MUNICIPIO DE TEXCOCO

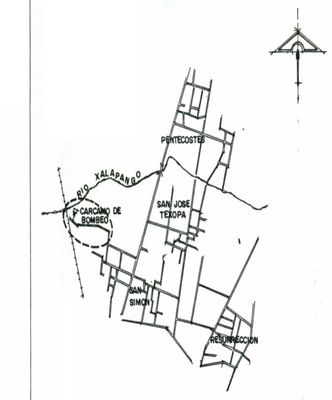
SAN SIMON

TESIS PROFESIONAL QUE PRESENTA :

SERGIO OLIVA LARA

FECHA.	ESC.	PLANO.
1999	1 : 2000	SS





CROQUIS DE LOCALIZACION

RADIACIONES DEL RIO XALAPANGO				
TRAMO	DIST.	AZ.	COORDENADAS	
			X	Y
PIP 526 - R-1	20.00	228° 13' 57"	8,596.46	10,912.83
PIP526 R-2	29.70	225°27'57"	8,590.20	10,906.32
PIP526 R-3	9.73	21°00'57"	8,614.86	10,935.23
PIP526 R-4	20.00	34°33'57"	8,622.72	10,942.62
PIP526 R-5	31.55	43°27'57"	8,633.08	10,949.05
PIP526 R-6	40.00	248°17'57"	8,574.21	10,911.36
PIP526 R-7	26.80	255°46'57"	8,585.40	10,919.57
PIP526 R-8	18.10	282°35'57"	8,593.71	10,930.10
PIP526 R-9	17.30	324°39'57"	8,601.37	10,940.27
PIP526 R-10	22.80	358°21'57"	8,610.52	10,948.95
PIP526 R-11	41.80	30°10'57"	8,633.10	10,957.70

ALAPANGO	
DENADAS	
Y	
10,912.83	
10,906.32	
10,935.23	
10,942.62	
10,949.05	
10,911.36	
10,919.57	
10,930.10	
10,940.27	
10,948.95	
10,957.70	

LIGA DE TRAZO DE SAN SIMON CON EL EMISOR HACIA LA DESCARGA						
DATOS DEL EJE DE TRAZO						
TRAMO		CAD.	DIST.	AZ.	COORDENADAS	
					X	Y
	PI-114	0+000			9,047.25	10,710.31
PI-114	PI-511	0+174.89	174.89	288°59'57"	8,879.94	10,761.94
PI-511	PI-512	0+408.44	231.55	270°26'57"	8,648.40	10,763.06
PI-512	PI-525	0+428.99	22.55	308°54'57"	8,630.86	10,777.22
PI-525	PI-526	0+562.60	133.61	352°32'57"	8,613.52	10,909.78

NOTAS TECNICAS

1.-LAS TUBERIAS QUE SE INSTALEN SERAN DE ESPIGA Y CAJA
2.-EL COLCHON MINIMO SOBRE EL LOMO DEL TUBO DEBE SER DE 90 Cm.
3.-LA PROFUNDIDAD MINIMA DE LA ZANJA SERA LA QUE SE OBTENGA SUMANDO AL COLCHON MINIMO EL DIAMETRO EXTERIOR DE LA TUBERIA Y EL ESPESOR DE LA PLANTILLA
4.-EN TODAS LAS JUNTAS SE EXCAVARAN CONCHAS PARA FACILITAR EL JUNTEO DE LOS TUBOS DE ESPIGA Y CAJA Y LA INSPECCION DE ESTAS.
5.-ES INDISPENSABLE QUE A LA ALTURA DEL LOMO DEL TUBO, LA ZANJA TENGA REALMENTE COMO MAXIMO EL ANCHO INDICADO, PERO APARTIR DE ESE PUNTO, PUEDE DARSELE A SUS PAREDES EL TALUD QUE SE HAGA NECESARIO PARA EVITAR EL EMPLEO DE ADEME.
6.-LA CAMA DEBERA SER DE UN MATERIAL QUE GARANTICE:
A) FACILIDAD EN EL ACOMODO DE LA TUBERIA
B) FORMAR UN ENCAMADO TAL QUE LA CARGA DEL TUBO EN EL TERRENO SEA UNIFORME
7.-LOS DIAMETROS DE LAS TUBERIAS SE DEFINIERON EN FUNCION DEL GASTO MAXIMO EXTRAORDINARIO

SIMBOLOGIA

EMISOR

POZO DE VISITA COMUN

ELEVACION DE TERRENO — 93.84

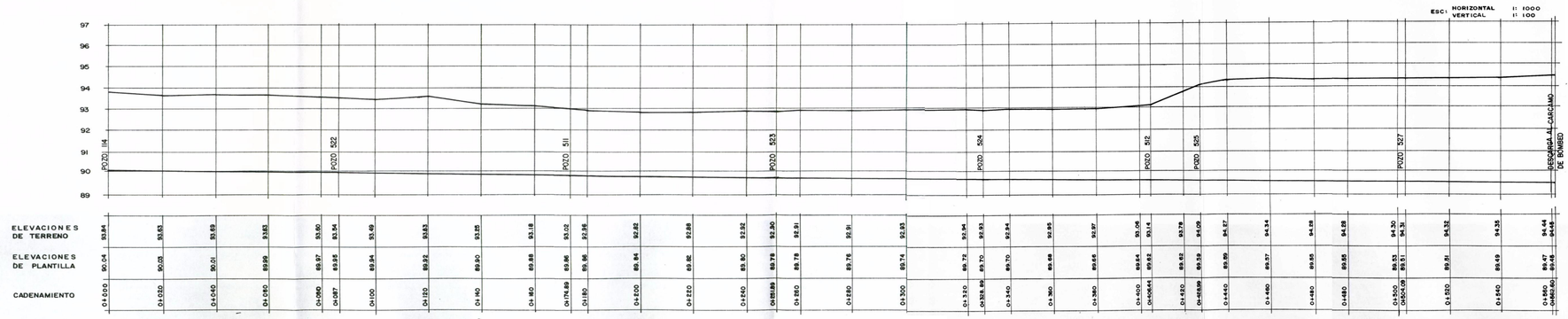
ELEVACION DE PLANTILLA — 90.04

PROFUNDIDAD DEL POZO — 3.80

PROFUNDIDAD DEL POZO — 3.80

LONGITUD – PENDIENTE – DIAMETRO (METROS) (MILESIMAS) (CENTIMETROS) — 87.00-1.61

No. DE POZO — (114)



ESCALA GRAFICA 1: 1000

0 25 50 100

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

E. N. E. P. ARAGON

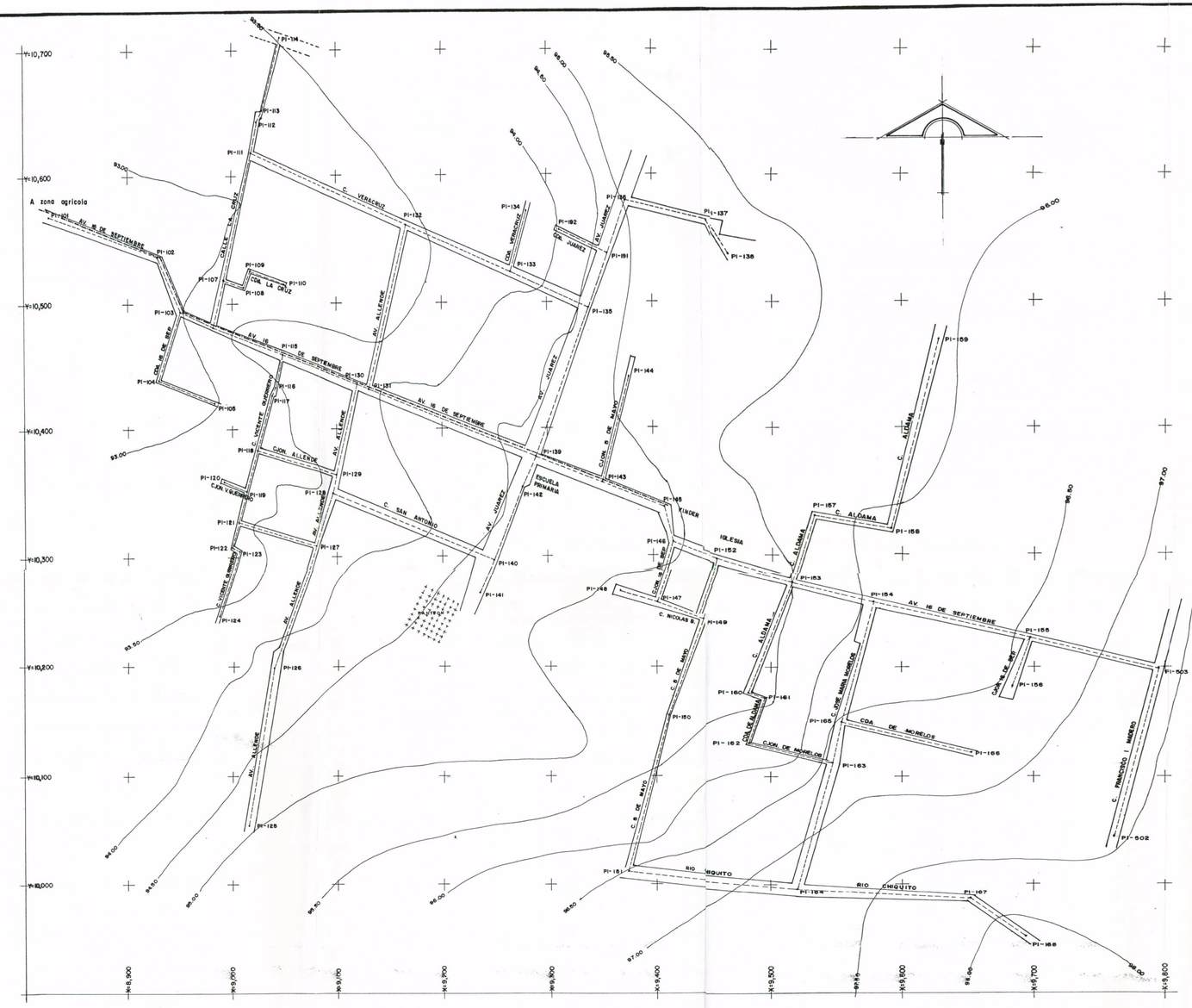
PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO "SISTEMA SAN SIMON" MUNICIPIO DE TEXCOCO

PLANO DEL EMISOR

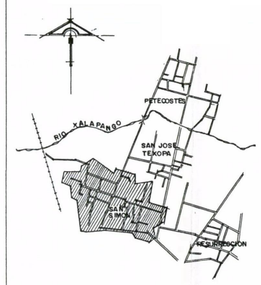
TESIS PROFESIONAL QUE PRESENTA :

SERGIO OLIVA LARA

FECHA.	ESC.	PLANO.
1999	INDICADAS	EM



DATOS DEL EJE DE TRAZO					
TRAMO		DIST.	AZ.	COORDENADAS	
				X	Y
	PI-502			9,763.07	10,054.89
PI-502	PI-503	148.80	12°56'57"	9,796.42	10,199.91
PI-503	PI-155	101.42	285°56'57"	9,698.90	10,227.78
PI-155	PI-156	46.35	197°13'57"	9685.17	10,183.51
PI-155	PI-154	122.80	285°26'57"	9,580.56	10,280.56
PI-154	PI-153	56.92	285°26'57"	9,518.99	10,278.44
PI-153	PI-152	60.76	288°44'57"	9,456.43	10,297.98
PI-152	PI-146	41.44	288°44'57"	9,419.19	10,311.30
PI-146	PI-147	54.67	199°04'57"	9,401.32	10,259.63
PI-147	PI-148	35.80	286°08'57"	9,367.21	10,269.49
PI-147	PI-149	46.21	109°10'57"	9,464.96	10,244.45
PI-149	PI-150	94.33	200°32'57"	9,411.85	10,156.12
PI-150	PI-151	148.66	195°03'57"	9,373.19	10,012.48
PI-151	PI-164	147.60	98°10'57"	9,519.99	9,998.88
PI-164	PI-163	120.33	13°46'57"	9,548.86	10,113.45
PI-163	PI-165	37.04	09°56'57"	9,565.06	10,149.93
PI-163	PI-162	67.70	285°50'57"	9,483.83	10,131.94
PI-162	PI-161	43.02	18°12'57"	9,496.98	10,172.80
PI-161	PI-160	14.15	289°27'57"	9,483.64	10,177.52
PI-165	PI-166	102.40	105°58'57"	9,653.50	10,121.73
PI-164	PI-167	133.00	94°08'57"	9,852.85	9,987.04
PI-167	PI-168	56.00	129°11'57"	9,895.27	9,952.28
PI-153	PI-157	56.30	18°58'57"	9,534.30	10,331.88
PI-157	PI-158	58.98	101°24'57"	9,592.11	10,320.01
PI-158	PI-159	153.88	13°59'57"	9,628.34	10,469.32
PI-146	PI-145	27.85	344°21'57"	9,411.69	10,338.12
PI-145	PI-143	62.90	288°54'57"	9,352.18	10,356.51
PI-143	PI-144	84.60	17°43'57"	9,377.95	10,439.09
PI-143	PI-139	65.60	288°54'57"	9,290.13	10,379.77
PI-139	PI-138	125.90	23°39'57"	9,340.66	10,495.09
PI-135	PI-133	79.40	291°21'57"	9,266.72	10,524.01
PI-133	PI-132	107.10	291°21'57"	9,166.98	10,563.05
PI-132	PI-111	160.70	291°21'57"	9,017.32	10,621.58
PI-111	PI-107	105.25	193°50'57"	8,991.89	10,518.42
PI-107	PI-106	37.46	193°50'57"	8,982.93	10,482.05
PI-106	PI-115	71.25	109°21'57"	9,050.15	10,458.45
PI-115	PI-116	25.18	196°06'57"	9,043.16	10,434.24
PI-116	PI-117	7.70	215°36'57"	9,038.67	10,427.98
PI-117	PI-118	41.70	197°32'57"	9,025.22	10,385.45
PI-118	PI-119	34.50	197°32'57"	9,014.82	10,352.56
PI-119	PI-121	25.30	197°32'57"	9,007.19	10,328.44
PI-121	PI-122	21.43	197°32'57"	9,000.73	10,308.00
PI-122	PI-123	7.97	108°48'57"	9,008.28	10,305.43
PI-123	PI-124	61.36	198°33'57"	8,988.74	10,247.28
PI-121	PI-127	76.50	106°46'57"	9,050.44	10,306.35
PI-127	PI-128	47.90	20°54'57"	9,097.54	10,381.09
PI-128	PI-140	156.00	109°36'57"	9,250.51	10,296.57
PI-140	PI-142	62.90	23°51'57"	9,276.84	10,353.82
PI-140	PI-141	42.90	203°51'57"	9,233.03	10,257.07
PI-5	PI-131	47.05	22°24'57"	9263.40	10,335.50
PI-135	PI-136	93.55	22°24'57"	9,376.33	10,581.57
PI-136	PI-137	79.00	102°29'57"	9,453.46	10,564.47
PI-137	PI-138	30.31	149°33'57"	9,468.82	10,538.34
PI-191	PI-192	50.00	29°25'57"	9,310.50	10,585.30
PI-133	PI-134	50.00	16°41'57"	9,281.09	10,571.90
PI-127	PI-126	114.25	200°54'57"	9,039.65	10,199.83
PI-126	PI-125	146.95	189°42'57"	9,014.85	10,054.78
PI-128	PI-129	15.00	15°40'57"	9,101.59	10,365.53
PI-129	PI-130	72.20	15°40'57"	9,121.11	10,435.06
PI-130	PI-131	168.90	288°09'57"	9,131.54	10,431.61
PI-119	PI-120	22.50	288°54'57"	8,993.44	10,359.89
PI-111	PI-112	23.30	18°00'57"	9,024.53	10,643.73
PI-112	PI-113	10.60	39°48'57"	9,031.32	10,651.86
PI-113	PI-114	60.56	15°41'57"	9,047.25	10,710.30
PI-106	PI-103	36.40	293°52'57"	8,950.56	10,496.39
PI-103	PI-104	60.20	199°39'57"	8,930.30	10,439.70
PI-104	PI-105	56.20	108°31'57"	8,983.58	10,421.83
PI-103	PI-102	45.55	333°42'57"	8,930.39	10,537.53
PI-102	PI-101	108.90	267°15'57"	8,826.39	10,569.86
PI-107	PI-108	21.77	104°29'57"	9,012.97	10,512.97
PI-108	PI-109	14.01	20°41'57"	9,017.82	10,526.12
PI-109	PI-110	36.06	108°08'57"	9,052.46	10,516.12



CROQUIS DE LOCALIZACION

SIMBOLOGIA

PUNTO DE INFLEXION Y EJE DE TRAZO — PI-156

CURVA DE NIVEL ACOTADA EN METROS — 97.00

CANAL DE DESAGUE PLUVIAL

ESCALA GRAFICA 1: 2000

0 25 50 100

EQUIDISTANCIA ENTRE CURVAS DE NIVEL 0.50 Mts.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

E. N. E. P. ARAGON

PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO "SISTEMA SAN SIMON" MUNICIPIO DE TEXCOCO

PLANO TOPOGRAFICO

TESIS PROFESIONAL QUE PRESENTA :

SERGIO OLIVA LARA

FECHA	ESC.	PLANO
1999	1: 2000	PT