

6
24.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

"CAMPUS ARAGON"

**PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO
SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS
AMALINALCO, ESTADO DE MEXICO**

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

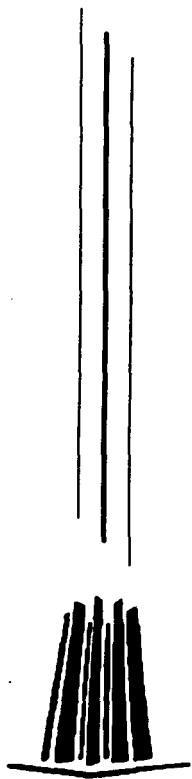
MANUEL ISMAEL BOLAÑOS QUINTANA
JORGE MANUEL CASTELLANOS RODRIGUEZ

ASESOR: ING. GERARDO TOXKY LOPEZ

MEXICO

1997

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

MANUEL I. BOLAÑOS QUINTANA
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 24 de febrero del año en curso, presentada por Jorge Manuel Castellanos Rodríguez y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. GERARDO TOXKY LOPEZ pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado "PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS AMALINALCO, ESTADO DE MEXICO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Mex. 2 de marzo de 1995
EL DIRECTOR


Man I CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

c c p Unidad Académica.
c c p Jefe de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CCMC'AIR'lia



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

JORGE MANUEL CASTELLANOS RODRIGUEZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 24 de febrero del año en curso, presentada por Manuel I. Bolaños Quintana y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. GERARDO TOXKY LOPEZ pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado "PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS AMALINALCO, ESTADO DE MEXICO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA 'EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Mex., 2 de marzo de 1995
EL DIRECTOR

M en I CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

c c p Unidad Académica.
c c p Jefe de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CCMC'AIR'lia



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CAMPUS ARAGÓN


UNIDAD ACADÉMICA

Ing. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil
Presente .

En atención a la solicitud de fecha 20 de del año en curso, por la que se comunica que los alumnos MANUEL I. BOLAÑOS QUINTANA y JORGE MANUEL CASTELLANOS RODRIGUEZ, de la carrera de INGENIERO CIVIL, han concluido su trabajo de investigación intitulado "PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS AMALINALCO, ESTADO DE MEXICO", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, le reitero las seguridades de mi atenta consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, a 24 de marzo de 1997
EL JEFE DE LA UNIDAD



Lic. ALBERTO BARRA ROSAS

c c p Asesor de Tesis.
c c p Interesado.



AIR/vr



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON
JEFATURA DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
No. Of. JCIC/047/97.

LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS
JEFE DE LA UNIDAD ACADÉMICA
P R E S E N T E

Por medio de la presente me permito relacionar los nombres de los Profesores que sugiero integren el sinodo del Examen Profesional de JORGE MANUEL CASTELLANOS RODRIGUEZ con el tema de tesis: "PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS AMALINALCO, ESTADO DE MEXICO".

PRESIDENTE :	ING. RAFAEL MORGAN VAZQUEZ	16-10-83
V O C A L :	ING. RICARDO RODRIGUEZ CORDERO	13-11-89
SECRETARIO :	M. EN I. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ	14-05-90
SUPLENTE :	ING. GERARDO TOXKI LOPEZ	16-05-90
SUPLENTE :	ING. JUAN CARLOS ORTIZ LEON	16-03-93

Quiero subrayar que el director de la tesis es el ING. GERARDO TOXKI LOPEZ, el cual esta incluido en base a lo que reza el Reglamento de Exámenes Profesionales de esta Escuela.

A T E N T A M E N T E
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., 10 de Marzo de 1997
EL JEFE DE LA CARRERA

M. en I. DANIEL VELÁZQUEZ VAZQUEZ



- c.c.p. ING. MANUEL MARTINEZ ORTIZ- Jefe del departamento de Servicios Escolares
- ING. JUAN CARLOS ORTIZ LEON- Secretario Técnico de Ingeniería Civil.
- ING. GERARDO TOXKI LOPEZ -Asesor de tesis
- COMITE DE TESIS
- INTERESADO

*Doy Gracias a Dios por prestarme la existencia
y permitir con su ayuda la terminación de
mis estudios universitarios.*

*A la memoria de mis padres Enrique y Ma. Guadalupe
ya que siempre me brindaron desinteresadamente
la ayuda material, me orientaron por el camino
recto y me alentaron para poder concluir
mi carrera universitaria.*

*A mis hermanos que durante el
tiempo que convivimos unidos me
alentaron para poder llegar a la
meta trazada.*

*A mi esposa Ma. Dolores por
sus palabras de aliento
para terminar totalmente mis estudios
y a mis hijos Lolita y Manolito
por su comprensión.*

*A todos mis profesores
ya que con sus enseñanzas se forjan
los conocimientos adquiridos y especialmente
al Ing. Gerardo Toxky López
por su valiosa orientación y ayuda para
poder concluir este trabajo de Tesis.*

Gracias a Jehová

"Por supuesto, toda casa es construida por alguien, pero el que ha construido todas las cosas es Dios"

Hebreos 3:4

*A mi esposa
María Eugenia*

*Con especial agradecimiento por
el apoyo leal y desinteresado que ha mostrado
tanto durante el tiempo como estudiante
universitario como durante el desarrollo
del presente trabajo de investigación*

*A mis hijos
Jorge Manuel, Miguel Angel, Victor Hugo
Luis Alberto, Eliu, Josue y Loida Priscila:
Con una especial dedicatoria para que
continúen esforzandose en su superación
espiritual y profesional.*

*A mis padres,
Eliseo Castellanos Escobar
Manuela Rodríguez Mosqueda
Por su invaluable apoyo y esmerada guía
en la formación de quien ahora soy.*

Jorge Manuel

*A mis Profesores
con sincera gratitud porque
debido a su apoyo y motivación
he podido culminar una de mis metas
trazadas en la vida.*

*A todas las personas
que me apoyaron y aconsejaron .
Gracias por su ayuda durante la
realización de la presente tesis.*

*Al Profesor
Ing. Gerardo Toxky López
Por su excelente instrucción como
asesor de tesis. Ya que sus comentarios
y guía oportunos hicieron posible
se concluyera este trabajo de tesis.*

CONTENIDO

	Página
Introducción	1
Antecedentes	3
Capítulo I Recopilación y análisis de la Información de la Infraestructura básica	
1.1. Generalidades	8
1.1.1. Objetivo	8
1.1.2. Localización	8
1.1.3. Hidrografía	10
1.1.4. Orografía	10
1.1.5. Clasificación y uso del suelo	12
1.1.6. Precipitación y Clima	14
1.1.7. Fauna y Flora	14
1.1.8. Comunicaciones y transportes	16
1.1.9. Aspecto socioeconómico	16
1.1.9.1 Población	21
1.1.9.2. Educación, Cultura, Recreación y Deporte	21
1.1.9.3. Salud	21
1.1.9.4. Vivienda	23
1.1.9.5. Servicios públicos	23
1.1.10. Topografía	26
1.2. Sistema de infraestructura hidráulica existente	27
1.2.1. Agua potable	27
1.2.2. Alcantarillado sanitario	29
1.2.2.1. Red existente	29

1.2.2.2. Cobertura	30
1.2.2.3. Eficiencia del Sistema	30
1.2.2.4. Inspección física de la red existente	31
1.2.3. Conclusiones de la Información de la red existente	34

Capítulo II Datos de Proyecto

2.1. Objetivo	35
2.2. Período económico del proyecto	35
2.3. Población de proyecto	36
2.4. Métodos de cálculo para poblaciones futuras	37
2.4.1. Progresión aritmética	37
2.4.2. Progresión geométrica	38
2.4.3. Método parabólico	38
2.4.4. Método de Malthus	39
2.4.5. Extensión gráfica	39
2.5. Cálculo de las proyecciones de población	39
2.6. Dotación de agua potable	44
2.7. Aportación	44
2.8. Tipo de sistema	45
2.9. Fórmulas	45
2.10. Longitud de la red	48
2.11. Naturaleza del sitio de vertido	49
2.12. Sistema de eliminación	49
2.13. Coeficiente de previsión o seguridad	49
2.14. Velocidades	50
2.15. Pendientes	50
2.15.1. Casos normales	51
2.15.2. Casos excepcionales	51
2.16. Obtención de los gastos de proyecto	53
2.17. Densidad de población	57

2.18. Superficie de proyecto	58
2.19. Cuadro de datos de proyecto	59
Capítulo III Selección de la Alternativa Óptima	
3.1. Objetivo	60
3.2. Alternativas de solución	60
3.2.1. Primera alternativa	60
3.2.2. Segunda alternativa	61
3.2.3. Tercera alternativa	61
3.2.4. Cuarta alternativa	62
3.3. Diseño hidráulico de las atarjeas	64
3.4. Diseño hidráulico del cárcamo	98
3.4.1. Canal de acceso y transición	98
3.4.2. Compuertas deslizantes	103
3.4.3. Rejillas para basura	110
3.4.4. Canal desarenador	112
3.4.5. Vertedor	116
3.4.6. Cálculo del equipo de bombeo	118
Capítulo IV Presupuesto y Tiempo de Ejecución de la Obra	
4.1. Objetivo	126
4.2. Consideraciones Generales	126
4.3. Catálogo de conceptos	131
4.4. Presupuesto de Obra	131
4.5. Tiempo de ejecución	144
4.5.1. Red de actividades	144
4.5.2. Determinación de la ruta crítica	145
4.6. Tabla de cantidades de Obra	153

Conclusiones y Recomendaciones	166
Bibliografía	169
Índice de cuadros	171
Índice de figuras	172
Índice de Tablas	173
Anexos	174

INTRODUCCION

Esta tesis tiene como objetivo, dar una solución al problema de la falta de infraestructura hidráulica para desalojar las aguas residuales de la localidad de San Lucas Amalinalco, Chalco, Estado de México.

En esta zona del Estado existen municipios que destacan por su fuerte crecimiento poblacional, principalmente los que colindan con el Distrito Federal, entre ellos está el municipio de Chalco con un crecimiento de población del 14% de 1980 a 1990⁽¹⁾; reflejándose este crecimiento demográfico primordialmente en la cabecera municipal y poblaciones cercanas a ella, dentro de las cuales se encuentra la de San Lucas Amalinalco. Para ésta población se reportaron para 1990, 2106 habitantes⁽²⁾ y en base a información recabada en la localidad, se tiene una población actual de 4096 habitantes⁽³⁾ aproximadamente, esto viene representando hasta un 195% de incremento poblacional.

En contraste con estos aumentos tan grandes de población, el municipio de Chalco presenta los porcentajes mas bajos en viviendas con agua entubada (28.6%) y drenaje (23.7%).⁽⁴⁾

(1) Estado de México, XI Censo de población y vivienda 1990, INEGI. Resultados Definitivos por Localidad

(2) XI Censo de población, Op.cit.

(3) Información de fuente directa de la localidad en estudio.

(4) Datos por localidad (integración territorial), XI Censo de población y vivienda 1990, INEGI

Por lo anterior se tiene la urgente necesidad de dotar a la población con los servicios de infraestructura, entre ellos el de un eficiente sistema de alcantarillado sanitario.

En este trabajo de tesis se propone la solución del desalojo de las aguas residuales, considerando inicialmente la recopilación y análisis de la información de la infraestructura básica existente.

Con la información anterior se obtendrán los datos del proyecto como son: población, dotación, aportación, coeficiente de seguridad, etc.

Para el diseño de la red se tomarán en cuenta las Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana, así como las normas del municipio.

Posteriormente se proponen varias alternativas de solución en base a la topografía del lugar y a la información de los planos urbanos.

Se seleccionará la alternativa óptima de manera que la red de alcantarillado seleccionada sea económica y eficiente.

Se dará el monto económico en base a la cuantificación de cantidades y volúmenes de obra, de acuerdo al catálogo de conceptos y precios unitarios, así como el tiempo de ejecución de la obra.

Finalmente se darán las conclusiones y recomendaciones del proyecto.

ANTECEDENTES

La vida en comunidades organizadas no puede 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⁽⁵⁾

Por esto en la localidad de San Lucas Amalinalco, es urgente la construcción de un nuevo sistema de alcantarillado sanitario, ya que el actual se ha hecho obsoleto totalmente debido a que esta descargando sus aguas negras en una laguna artificial al poniente de la zona de estudio. Dicha laguna desborda a las calles aledañas año con año durante la época de lluvias, afectando en gran manera a un alto porcentaje de la población, además de las numerosas enfermedades gastrointestinales que estas conllevan.

Es bien sabido que en todo proceso patológico, cualquiera que sea su origen, es importante considerar tres factores: La patogenicidad 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

(5) W.A. Harden Bergm, Edward B. Rodie, Ingeniería Sanitaria, Edit. CECSA, 1987

años, todavía existen enfermedades cuyos brotes suelen deberse a la contaminación del agua, como son la fiebre tifoidea y paratifoidea, las disenterías y el cólera.

Estas enfermedades son transmitidas por contacto directo con la persona que es el foco del padecimiento, o indirectamente, a través de vehículos de transmisión siendo los más importantes la leche, el agua y otros alimentos. Estos han sido responsables de muchos brotes de enfermedad en el pasado, las cuales se han reducido en frecuencia gracias al mejoramiento de las condiciones sanitarias.

Además de aquellas enfermedades que se transmiten debido a diferentes insectos. Estos insectos son portadores mecánicos, como la mosca al traspasar microorganismos tifoídicos de las heces y depositarlos en los alimentos. En algunos casos son huéspedes intermediarios. El microorganismo recorre un ciclo de su desarrollo dentro del cuerpo del insecto y transmite la enfermedad cuando éste pica al huésped como el paludismo y la fiebre amarilla, dos enfermedades que se propagan por la picadura del mosquito. Las enfermedades provocadas por insectos, sólo ocurren en aquellas regiones en las que éstos se procrean y durante la estación del año en que son más numerosos, sobre todo en zonas insalubres como sucede en San Lucas Amalinalco donde las aguas negras descargan en una laguna artificial.

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.

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.

Actualmente, tanto a nivel nacional como municipal, todas las enfermedades anteriormente citadas siguen causando estragos en la población, como fácilmente se puede ver por las estadísticas de la Secretaría de Salud de 1993.⁽⁸⁾ Ver Cuadro A-1. "Casos Nuevos de Enfermedades, 1993"

CUADRO A-1 CASOS NUEVOS DE ENFERMEDADES, 1993.

CAUSA	ESTADOS UNIDOS MEXICANOS		ESTADO DE MEXICO	
	TOTAL	TASA*	TOTAL	TASA*
AMIBIASIS	537 658	607.76	138 710	1 246.67
ESTREPTOCOCCICA	112 427	127.09	4 013	36.07
SISTICERCOSIS	364	0.41	60	0.54
COLERA	5 478	6.19	1 208	10.86
DIFTERIA	0	0	0	0
FIEBRE TIFOIDEA	3 684	4.16	474	4.26
HEPATITIS VIRICA A	3 618	4.09	1 822	16.38
INF. RESPIRATORIAS AGUDAS	4 049 841	4 577.90	1 952 775	17 550.71
INTOX. ALIM. BACTERIANA	6 874	7.77	4 344	39.04
PALUDISMO	10 309	11.65	11	0.10
PARATIFOIDEA Y OTRAS SALMONELOSIS	21 074	23.82	5 908	53.10
TOSFERINA	99	0.11	18	0.16

NOTA: * TASA POR CADA 100 000 HABITANTES.

FUENTE: SECRETARIA DE SALUD. DIRECCION GENERAL DE EPIDEMIOLOGÍA.

A pesar de que San Lucas Amalnalco es una población urbanizada un 90%, las aguas negras las están tratando en pozos de absorción o fosas sépticas por cada vecino, debido a que las pocas instalaciones sanitarias están totalmente azolvadas y con contrapendientes en algunos tramos de la red.

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

CAPITULO I

RECOPIACION Y ANALISIS DE LA INFORMACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA BASICA

1.1. GENERALIDADES

1.1.1. OBJETIVO

Dar los datos necesarios para el desarrollo del proyecto, como son: ubicación, nombre, datos de población, clima, aspecto socioeconómico, comunicaciones y transportes. Además se hará una descripción de las partes que integran el sistema actual de agua potable y del sistema de alcantarillado sanitario así como la disposición final que tienen las aguas negras.

1.1.2. LOCALIZACIÓN.

El municipio de Chalco se localiza en la parte oriental del Estado de México, entre los meridianos $98^{\circ}58'17''$ y $98^{\circ}41'02''$ de longitud oeste y los paralelos $19^{\circ}09'20''$ y $19^{\circ}20'05''$ de latitud norte. La altitud media del municipio es de 2550 metros sobre el nivel del mar. Tiene una extensión de 274.43 kilómetros cuadrados que representa el 1.2% del territorio del Estado de México. Ver Fig. 1.1 (Localización Nacional). Limita al norte con los municipios de los Reyes la Paz e Ixtapaluca; al Sur con los municipios de Juchitepec, Tenango del Aire, Temamatla, Cocotitlán y Tlalmanalco; al este con Ixtapaluca y Tlalmanalco; y al oeste con el municipio Valle de Chalco-Solidaridad y el Distrito Federal. ver FIG. 1.2 (Localización Municipal).

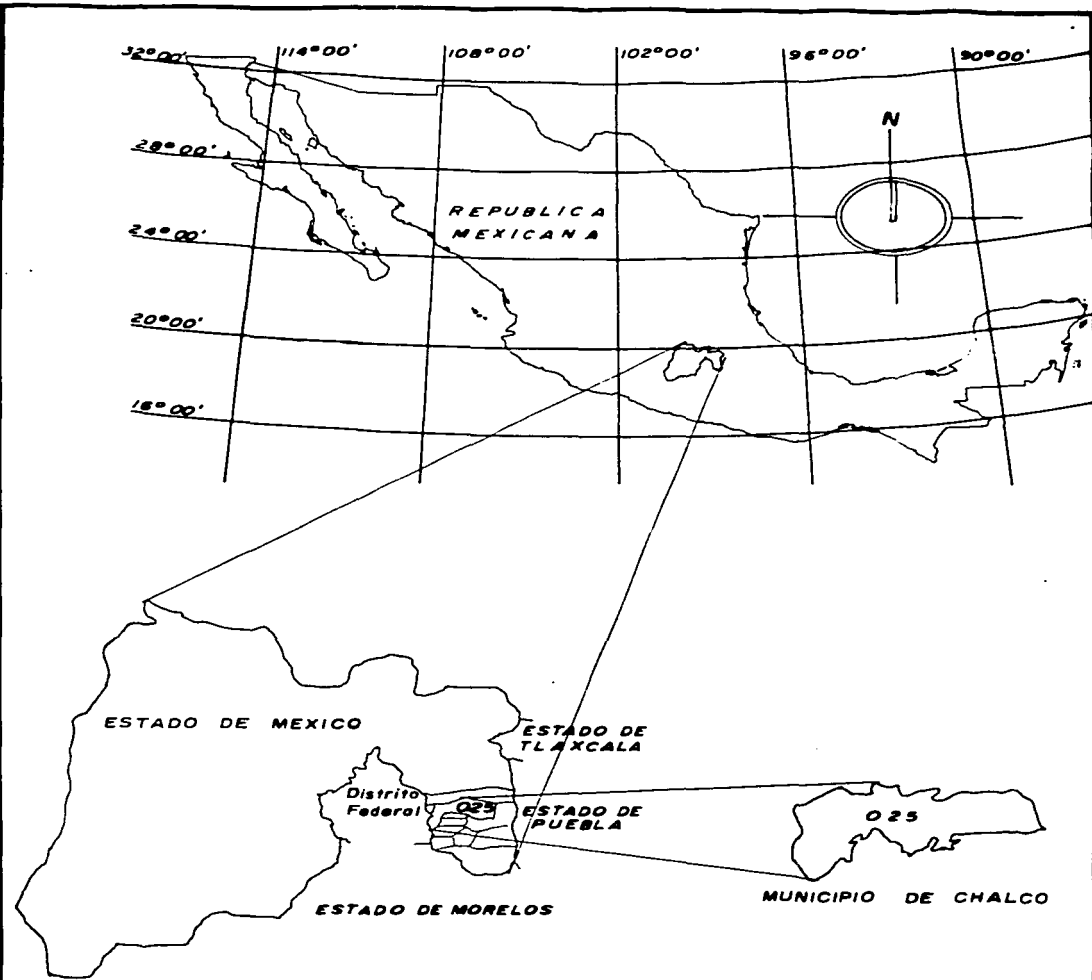


FIG 1.1
LOCALIZACION NACIONAL

El pueblo de San Lucas Amalinalco, forma parte del municipio de Chalco antes mencionado y se encuentra a 3 kilómetros de la cabecera municipal y ciudad de Chalco. Ocupa una superficie aproximada de 65 hectáreas; colinda al norte y oriente con un canal a cielo abierto llamado San Rafael (La Compañía), al sur cruza la carretera Chalco-Cuautzingo-Miraflores, y al poniente con terrenos destinados a la agricultura. Ver FIG. 1.2 (Localización Municipal).

1.1.3. HIDROGRAFIA

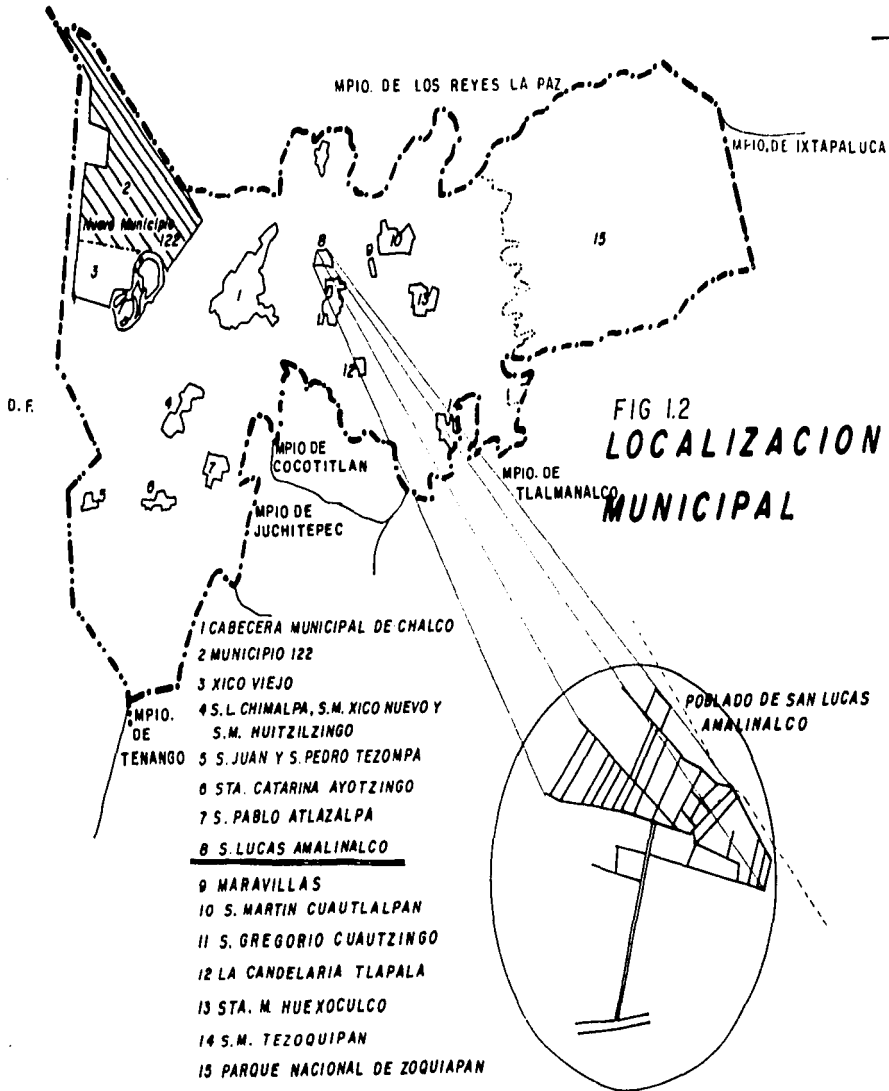
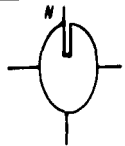
Las corrientes pluviales que se generan en la Sierra Nevada forman dos ríos: el de la Compañía y el Amecameca que al llegar a la cuenca del antiguo lago son encausados, el primero al río de los remedios y el segundo al canal nacional.

Por lo que respecta al abastecimiento de agua, existen diecinueve pozos profundos, tres en la Cabecera municipal, uno por cada pueblo y tres en el Valle de Chalco; veintiún pozos de riego y cinco bordos.

Del antiguo Lago de Chalco únicamente existe una Laguna en la falda del Cerro de Xico, ver FIG. 1.3⁽⁷⁾ (Orografía e Hidrografía del Municipio de Chalco)

1.1.4. OROGRAFIA

La orografía del municipio presenta tres formas características de relieve: Accidentada, Semiplana y Plana.



Las zonas accidentadas abarcan aproximadamente el 33% de la superficie y se localiza en la parte este y sur del municipio, así como los cerros de Xico, Tlalpilli, el Papayo, el Pedregal de la Teja, del Guajolote, el Desmayo y la loma conocida como el Fresno.

Las zonas semiplanas representan aproximadamente el 20% de la superficie y se localizan al oeste de las poblaciones de San Martín Cuautlalpan y Santa María Huxoculco, formando pequeños valles intermontañosos.

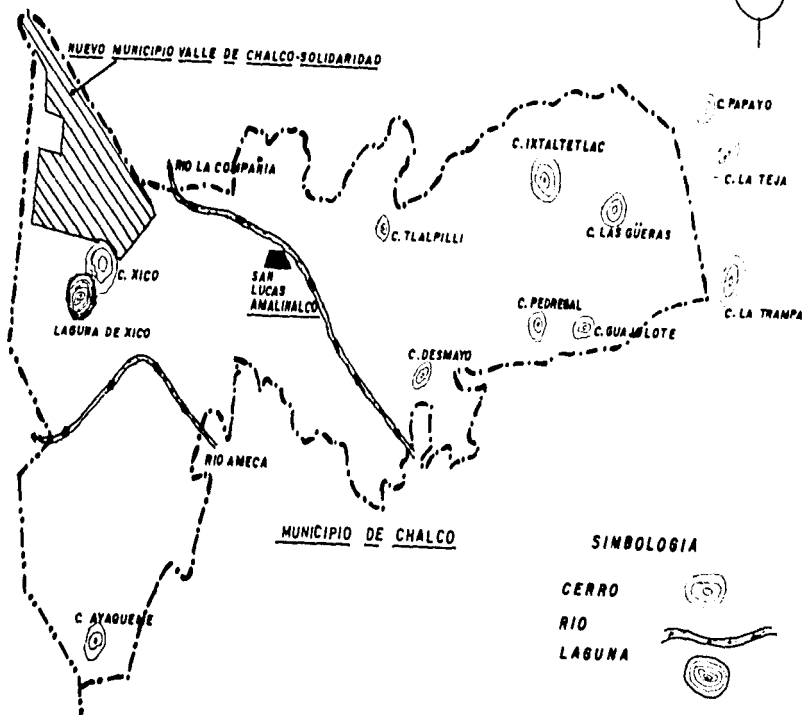
Las zonas planas se localizan en el lado oeste del municipio donde se encuentra la ciudad de Chalco y los pueblos: San Lucas Amalinalco, seis pueblos y las colonias del Valle de Chalco. Parte de esta zona aún continúa destinada a las actividades agropecuarias. Ver FIG. 1.3 (Orografía e Hidrografía del Municipio de Chalco).

1.1.5. CLASIFICACIÓN Y USO DEL SUELO.

La formación geológica de los suelos del municipio presenta dos tipos básicos: suelos erosivos, localizados en las partes altas y medias de las zonas con sierras y acumulativo aluvial en las zonas planas y valles del municipio. El municipio carece de depósitos minerales importantes, sin embargo, en la economía de recursos naturales tiene un valor la explotación de las rocas de la región y su utilización en la industria de la construcción, principalmente la roca volcánica. El tezontle explotado desde la época de la Colonia, se extrae de los numerosos conos escoráceos esparcidos en la cuenca. El tepetate proviene de varias localidades ubicadas en la base de las sierras volcánicas. Existen minas de las que extraen diversos tipos de arena, que son empleados como conglomerados en la industria de la Construcción.

En lo referente al uso del suelo de la población de San Lucas Amalinalco **es variado**: agrícola, pecuario, industrial y urbano. De la superficie total el 30% **tiene destino agrícola**, para la actividad industrial (fabricación de tabique rojo

FIG 1.3 OROGRAFIA E HIDROGRAFIA
DEL MUNICIPIO DE CHALCO



recocido) se tiene un 10%, y la zona urbana que incluye la pecuaría se habita en un 60% Ver FIG. 1.4 (Usos del Suelo)

En base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos el tipo de suelo que tiene la localidad es del grupo SC, el cual pertenece al de arenas arcillosas, mezcla de arena y arcilla fracción fina plástica más del 12 % respecto al total pasa la malla No. 0-075 (#200).

1.1.6. PRECIPITACION Y CLIMA

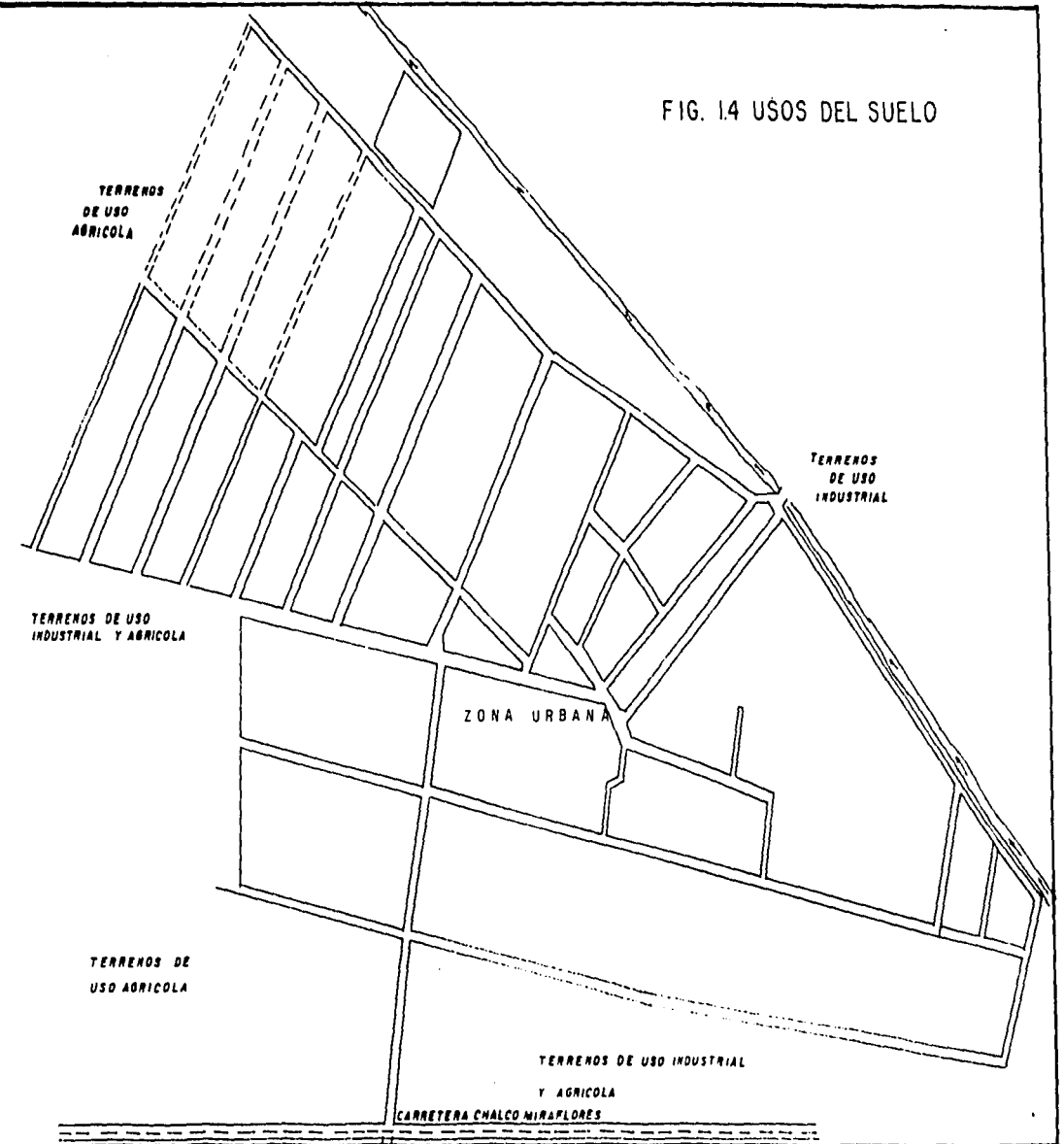
El clima que predomina es el templado subhúmedo con lluvias en verano, la temperatura máxima es de 31°C y la mínima es de 8.2°C; presenta precipitaciones entre 614 milímetros y 1000 milímetros con lluvias máximas en 24 horas de 80.2 milímetros. El número de días con heladas por año es de 57.

1.1.7. FAUNA Y FLORA.

La fauna es variada, destacando: cacomixtle, zorrillo, tuza, tlacuache, murciélago, gavilán, zopilote, algunas especies de víboras, saltamontes, escorpión, alacrán, lagartija, sapos, insectos y arácnidos.

La flora está constituida de: pirul, capulín, ocote, cedro, encino, sauce, álamo, alcanfor, fresno, colorín, trueno, algunos frutales como el ciruelo, peral, durazno, granada, chabacano, tejocote e higuera; manzanilla, santa María, árnica, ruda, yerba buena, epazote, romero, toloache, malva, amapola, silvestre, trébol, ajeno, jarilla. Rosas en sus diferentes colores y tipos, margarita, margaritón, cempaxúchil, alcatraz, bugambilla, malvón y alhelí. ⁽⁸⁾

FIG. 14 USOS DEL SUELO



1.1.8. COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.

El municipio cuenta con 18 Kms. de carreteras pavimentadas, la más importante es la autopista México-Puebla; y 12 Kms. de carreteras revestidas, de estas, la más importante es la de Chalco-Cuautzingo-Miraflores. Hay otras carreteras que atraviesan el municipio como la México-Cuautla y la Chalco-Tlahuac. Se encuentra en etapa de construcción la autopista Texcoco-Cuautla la cual cruzará al oeste de la población de San Lucas Amalinalco. El principal acceso a ésta población es mediante un ramal de la carretera Chalco-Cuautzingo-Miraflores, el cual se encuentra revestido con concreto asfáltico hasta la zona centro de la población.

Se cuenta con servicio telefónico en un 30%, así como servicio de correo. Se captan todas las señales de radio y televisión del D.F. y la señal de Radio Mexiquense. El servicio de transportación es prestado por colectivos de ruta fija y una línea de autobuses. Ver FIG. 1.5 (Vías de Comunicación)

1.1.9. ASPECTO SOCIOECONÓMICO

Entre las principales actividades de la población están la agricultura y la ganadería en pequeña escala, así como la elaboración de tabique rojo recocido. Otro sector de la población se ocupa en actividades comerciales y de servicios. En base a la Información estadística del XI CENSO GENERAL DE POBLACION Y VIVIENDA, 1990 del Estado de México, resultados definitivos, datos por localidad (Integración Territorial), se tiene: Ver Cuadro I.1 (Población ocupada por Sector de Actividad)

DESCRIPCION	ESTADO DE MEXICO	MUNICIPIO DE CHALCO	SAN LUCAS AMALINALCO
Población total	9 815 795	282 940	2 106
Población económicamente activa	4 260 055	122 796	627
Población económicamente inactiva	5 379 055	155 051	753
Población ocupada en el sector primario (1)	248 140	10 683	95
Población ocupada en el sector secundario (2)	1 053 808	45 189	308
Población ocupada en el sector terciario (3)	1 456 246	62 503	200

Cuadro I.1 POBLACION OCUPADA POR SECTOR DE ACTIVIDAD

En donde:

- (1) Sector Primario: Agricultura, Ganadería, Silvicultura, Caza y Pesca
- (2) Sector Secundario: Minería, Extracción de Petróleo y Gas, Industria, Electricidad, Agua y Construcción.
- (3) Sector Terciario: Comercio, Transporte y Comunicaciones, Servicios: Financieros, Profesionales, Comunales, Recreativos; Mantenimiento, Hospedaje, Restaurantes, Gobierno.

En 1990, la densidad de población en el municipio fue de 1032 habitantes por kilómetro cuadrado. Esta cifra permite comprender la magnitud del crecimiento poblacional que ha experimentado Chalco, comparándola con la densidad de 1985 que fue de 394 habitantes por kilómetro cuadrado.

El crecimiento de la población en el municipio puede explicarse en primer lugar por la existencia de un suelo económico, fuertemente demandado a partir de los años ochenta, cuando Chalco se convirtió en polo de atracción de la población emigrante de escasos recursos. Ver Tabla I.1 (Tasas de Crecimiento de la Población del Estado de México según Principales Municipios).

FIG. 15 VIAS DE COMUNICACION

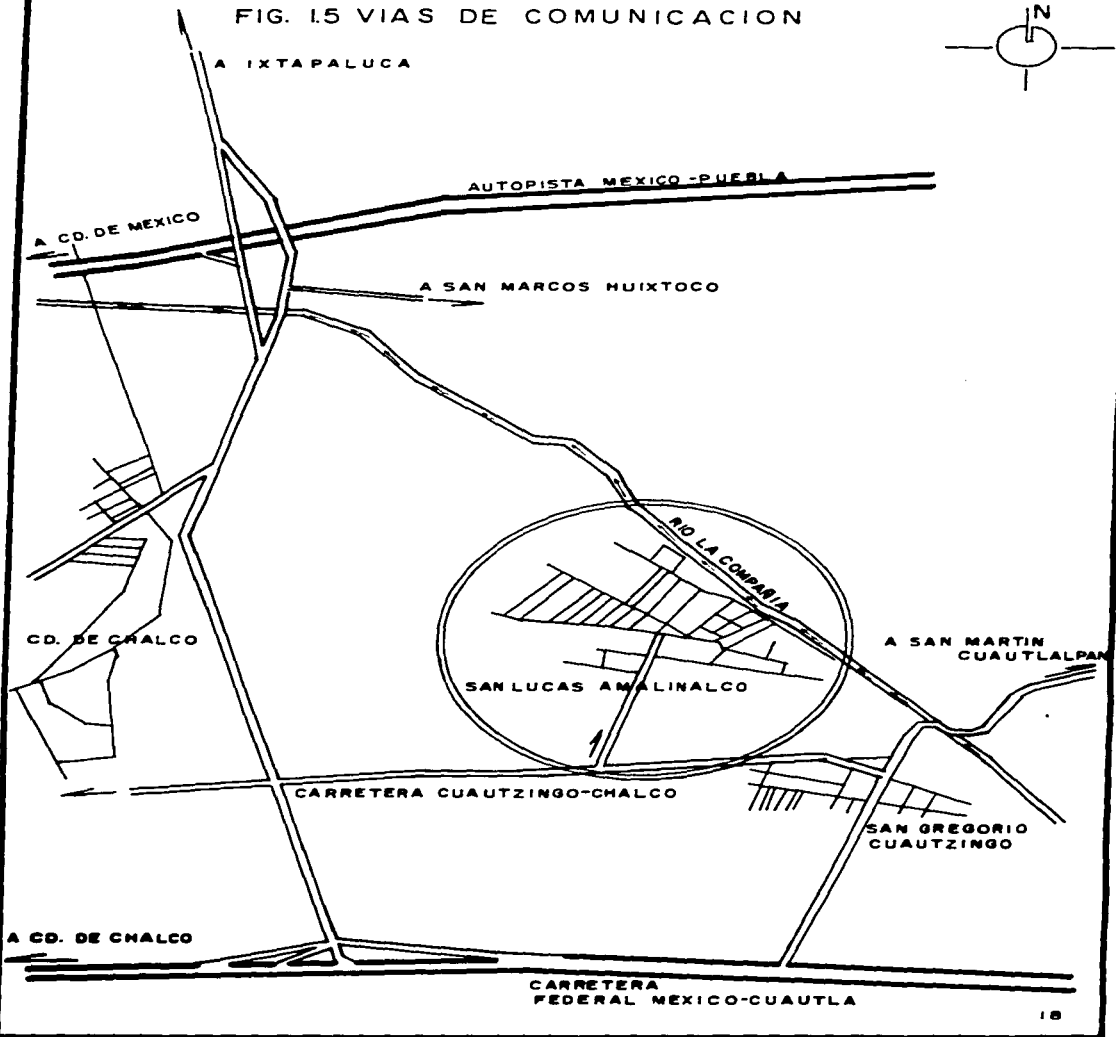
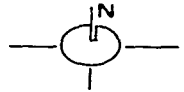
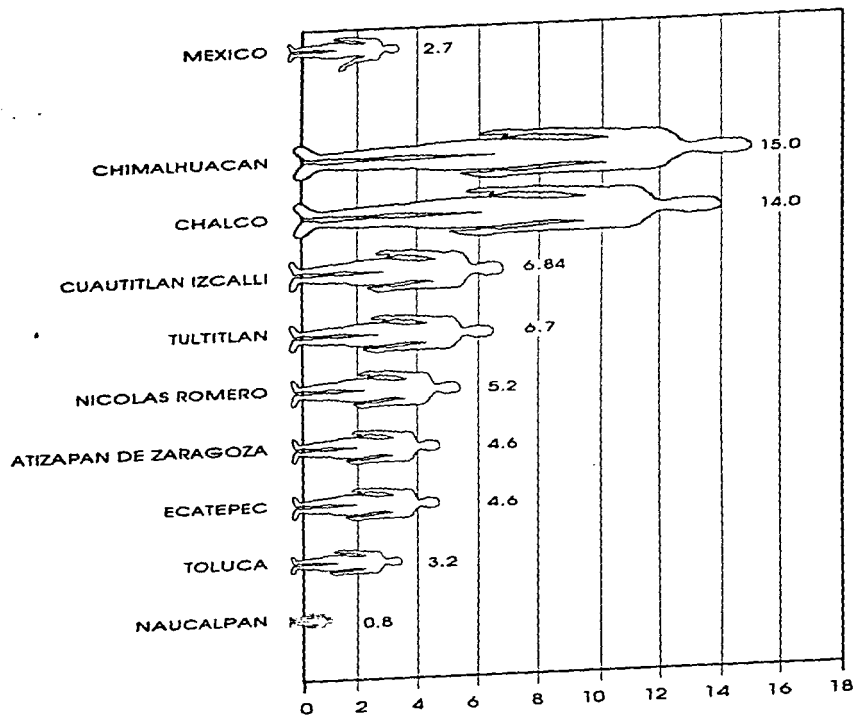


Tabla 1.1

TASAS DE CRECIMIENTO * DE LA POBLACION DEL ESTADO DE MEXICO SEGUN PRINCIPALES MUNICIPIOS 1980-1990



* Promedio Anual del Período

En segundo lugar por los límites que tiene Chalco con la ciudad de México, cuyo crecimiento acelerado ha propiciado la invasión de tierras agrícolas productivas de los municipios que la rodean, anulando la función rural que éstos poseían en el pasado reciente.

Considerando las estimaciones anteriores en 1987 el municipio contaba con 217 000 habitantes de los cuales el 54% aproximadamente se ubican en el Valle de Chalco, mientras que la cabecera municipal absorbía el 25% del total y el 21% en las localidades restantes. De resultar efectivas las acciones de regulación urbana para el año 2 000 la distribución de la población sería la siguiente: Valle de Chalco concentraría el 71% de los habitantes del municipio, Chalco de Díaz Covarrubias 12% y el resto de las localidades representará el 17% de la población total.

De continuar este patrón de crecimiento el gobierno municipal se enfrentará a la insuficiencia de técnicas y recursos económicos, insuficiencia ya presente en el municipio, que se manifiesta en su incapacidad para satisfacer las demandas de bienes y servicios de la población.

La dinámica demográfica no sólo se refiere al aspecto cuantitativo de la población, sino que está íntimamente relacionado con el desarrollo económico, social y político que ha seguido Chalco.

De acuerdo con los datos del XI Censo de población y vivienda de 1990, Chalco cuenta con 282.940 habitantes que lo coloca como el octavo municipio más poblado del Estado de México. De esta población más del 60% se encuentran asentados en lo que se conoce como Centro de Población Estratégico de Chalco integrado por las localidades de Valle de Chalco (actualmente reconocido como el municipio Valle de Chalco-Solidaridad), San Lorenzo Chimalpa, San Mateo Huitzilzingo y San Martín Xico Nuevo, San Lucas Amalinalco, San Gregorio Cuautzingo. Tal concentración de población ha

propiciado la especulación incontrolada del suelo y la imposibilidad de los gobiernos estatal y municipal para atender satisfactoriamente las demandas de la población y contener el crecimiento sobre tierras del régimen ejidal.

1.1.9.1. POBLACIÓN.

Actualmente la tasa de crecimiento de la población del municipio de Chalco se encuentra entre los porcentajes más altos, siendo de un 14% anual, dando como resultado que este municipio tenga un fuerte crecimiento poblacional. Este crecimiento poblacional ha traído como consecuencia el que se estén invadiendo terrenos ejidales de uso agrícola en la localidad de San Lucas Amalinalco, según se muestra en la Tabla I.2 (Población Urbana y Rural de la Entidad, según Principales Municipios)

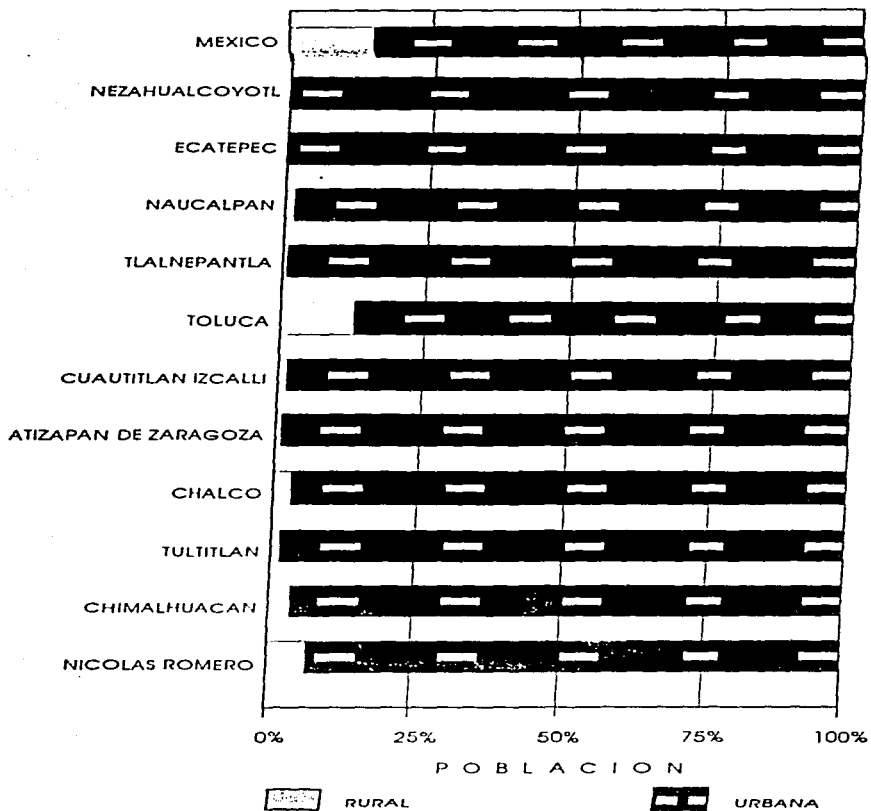
1.1.9.2. EDUCACIÓN, CULTURA, RECREACIÓN Y DEPORTE.

En materia de educación cuentan con: jardín de niños, primaria y telesecundaria. Debido a la cercanía con la ciudad de Chalco, los pobladores se trasladan a ella para cubrir otros niveles de educación como secundaria, preparatoria y estudios superiores; así mismo, para el aspecto cultural, de recreación y de deportes, ya que la población cuenta únicamente con un campo de fútbol.

1.1.9.3. SALUD

En lo que respecta a éste sector, se cuenta con un consultorio médico. La mayor parte de la población se dirige a los consultorios médicos, hospitales públicos y privados de la cabecera municipal en la ciudad de Chalco.

Tabla 1.2 POBLACION URBANA Y RURAL DE LA ENTIDAD SEGUN PRINCIPALES MUNICIPIOS, 1990



1.1.9.4. VIVIENDA

En cuanto al tipo de construcciones se pueden dividir en forma general en tres niveles: bajo, medio y medio alto. En el nivel bajo existen viviendas en condiciones precarias, con pisos de tierra, paredes de lámina o tabique y techos de lámina de cartón y sin ninguna planeación; dentro del nivel medio, que es la mayor parte, se encuentran casas antiguas con muros de adobe, pisos revestidos, techos de bóveda catalana o lámina de asbesto así como construcciones de uno y dos niveles hechos a base de muros de tabique o tabicón y techos de concreto armado, y en el nivel medio alto, que es un mínimo porcentaje, se tienen viviendas bien planeadas, con todos los servicios, muros de tabique, techos de concreto, a uno y dos niveles y con acabados de primera.

En base al XI CENSO GENERAL DE POBLACION Y VIVIENDA, 1990 se tienen los siguientes datos:

390	total de viviendas particulares habitadas.
170	viviendas con techos de lámina de cartón o materiales de desecho.
263	viviendas con piso diferente a tierra.
63	viviendas con un solo cuarto.
86	viviendas con dos cuartos, incluyendo la cocina
5.40	promedio de ocupantes por vivienda.
298	viviendas con agua entubada.
240	viviendas con drenaje (se incluyen las que tienen fosa séptica).
372	viviendas con energía eléctrica.

1.1.9.5. SERVICIOS PÚBLICOS

Todos los servicios públicos como agua potable, alcantarillado, alumbrado público, banquetas, pavimentación, con excepción de la electrificación, están dados parcialmente. También se prestan los servicios de iglesia, cementerio y delegación. Ver Tablas I.3 (Porcentaje de Viviendas Particulares Habitadas de la Entidad con Drenaje) y I.4 (Porcentaje de Viviendas Particulares con Energía Eléctrica).

Tabla 1.3

PORCENTAJE DE VIVIENDAS PARTICULARES HABITADAS DE LA ENTIDAD CON DRENAJE SEGUN PRINCIPALES MUNICIPIOS, 1990

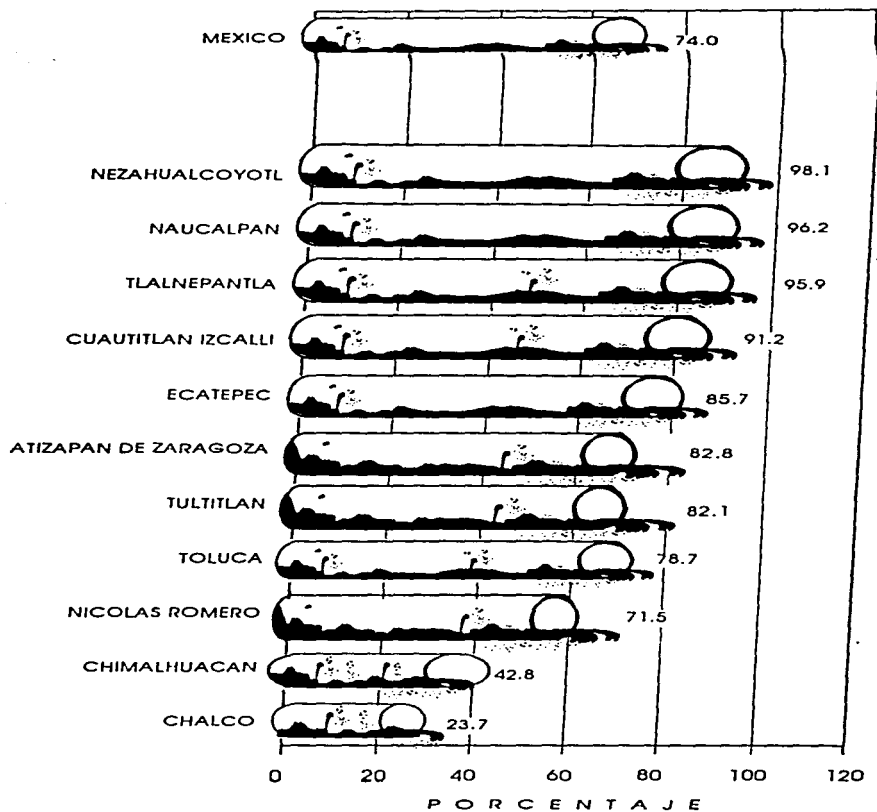
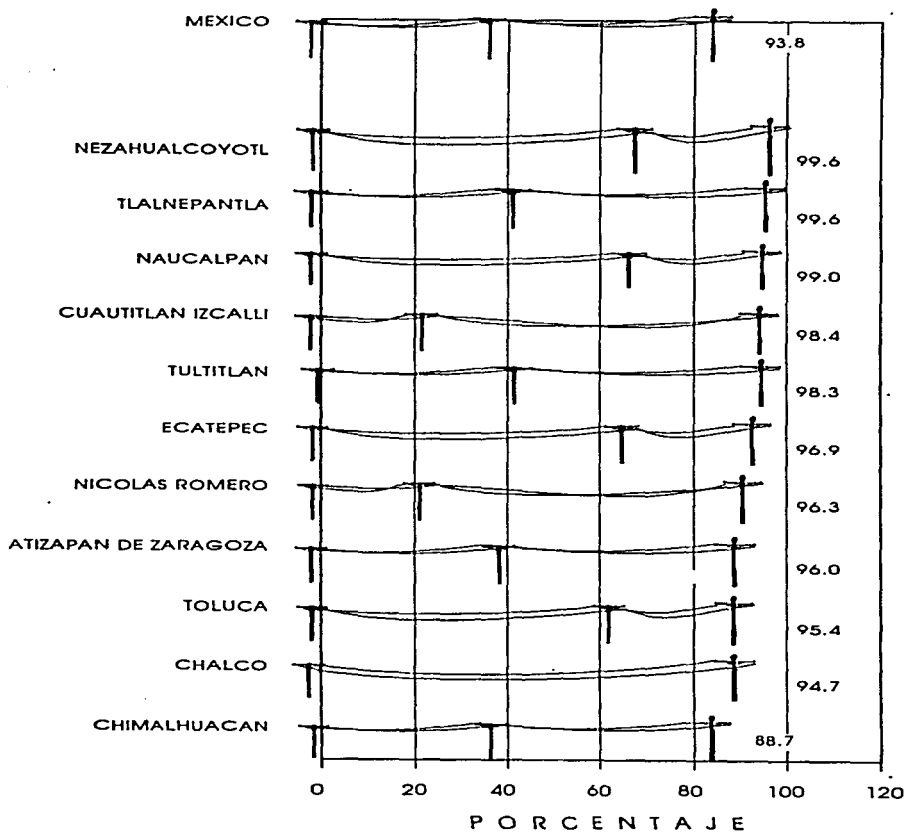


Tabla 1.4 PORCENTAJE DE VIVIENDAS PARTICULARES HABITADAS DE LA ENTIDAD CON ENERGIA ELECTRICA SEGUN PRINCIPALES MUNICIPIOS, 1990



1.1.9 TOPOGRAFÍA

La topografía urbana presenta algunas Irregularidades tanto en la planimetría como en la altimetría. En lo que se refiere a la planimetría el trazo urbano es poco ortogonal debido a la falta de planeación de los asentamientos humanos, con tendencia de crecimiento hacia los extremos Oriente - Poniente. Con relación a la altimetría, se puede decir que es sensiblemente plana en toda su extensión, sin embargo en la actualidad presenta dos zonas con depresiones bruscas hasta de 4.50 metros, lo que ocasiona problemas para la eliminación y alejamiento de las aguas residuales generadas en esas depresiones y aumentando en época de lluvias. Ver anexo No. 1^o (Plano Topográfico)

1.2. SISTEMAS DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA EXISTENTE

1.2.1. AGUA POTABLE

El agua que abastece a la población se extrae del subsuelo, la captación se realiza por medio de un pozo profundo, el cual se encuentra ubicado en la parte céntrica de la localidad, los elementos básicos integrantes del sistema de abastecimiento de agua son los siguientes:

COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

- a) 1 pozo profundo
- b) 1 bomba
- c) 1 tanque elevado con capacidad para 25,000 litros
- d) Sistema eléctrico de arranque para la bomba
- e) tuberías
- f) 1 operador

El pozo tiene una profundidad aproximada de 35 metros, y un gasto de 12.5 litros/segundo.

La bomba es utilizada para la extracción y elevación del agua al tanque de almacenamiento, teniendo las siguientes características:

CARACTERÍSTICAS DE LA BOMBA PARA AGUA POTABLE

- a) Bomba: Vertical
- b) Marca: OCELCO
- c) Serie: OVRT 10 281
- d) C.P. 25 polos 4
- e) Tipo: VFHAPG
- f) Hertz: 60
- g) Volts: 220/440
- h) Amperes: 76/38
- i) R.P.M. 17.78
- j) Factor de Servicio: 1.15

CARACTERISTICAS DE LA BOMBA PARA AGUA POTABLE

- k) Temperatura ambiente: 30°C a 2 300 m S.N.M.
- l) Temperatura Máxima: 40°C a 1 000 m S.N.M.
- m) Operación: 24 horas.

El bombeo se realiza de las 5:00 a las 19:00 horas, de acuerdo a las necesidades de los habitantes en las horas pico, la tubería de salida es galvanizada con diámetro de 4 pulgadas.

Para distribuir el agua se tiene un tanque elevado con una capacidad de 25.000 litros, la tubería de salida es de fierro galvanizada con diámetro de 4 pulgadas.

La distribución se realiza por gravedad por medio de tuberías de asbesto-cemento con diámetros de 50 y 64 mm (2 y 2 1/2 pulgadas).

La conexión de las tomas domiciliarias se hace con poliducto cuyo diámetro es de 13 mm; no se utilizan medidores sino que se cobra una cuota fija de NS 5.00 (cinco nuevos pesos 00/100 M.N.) mensuales por toma, no obstante lo accesible de la cuota la mayoría de los habitantes se atrasan hasta un año o más en lo relativo a su pagos.

El cobro de las cuotas, por este concepto así como su operación, mantenimiento y todo lo relacionado con el servicio de agua potable es manejado mediante un comité de la misma población asesorado por personal calificado de las oficinas de Agua Potable y Alcantarillado de la Cabecera Municipal y Ciudad de Chalco.

En general el sistema se encuentra en buen estado de conservación, encontrándose todos en servicio para los requerimientos de la población; sin embargo, debido al incremento de habitantes, está por iniciarse una ampliación de la red existente. Aproximadamente el 90% de predios cuenta con este servicio.

1.2.2. ALCANTARILLADO SANITARIO.

1.2.2.1. RED EXISTENTE.

Actualmente la localidad cuenta con una red de alcantarillado sanitario, misma que en su mayoría se encuentra totalmente azolvada debido a la falta de mantenimiento, tramos en contrapendiente, tramos de atarjeas y pozos de visita colapsados, y en especial, porque en la actualidad, el 80% de dicha red descarga las aguas residuales en una laguna artificial "a cielo abierto", sin ninguna salida de éstas aguas salvo la infiltración al subsuelo y la evaporación, por lo que dichas aguas permanecen estancadas indefinidamente, creando en consecuencia problemas de insalubridad y peligro constante a este sector de la población ya que dicha fosa se localiza en la parte poniente dentro de la zona urbana; dentro de dicha zona se encuentran ubicadas viviendas en terrenos que fueron explotados para la fabricación de tabique rojo recocido, en dichos terrenos las elevaciones no favorecen al encausamiento por gravedad por lo que las alcantarillas existentes no son utilizadas por los habitantes.

Por algunas calles de la localidad atraviesa un colector de 45 cm. de diámetro de reciente construcción, que conduce las aguas residuales de los poblados vecinos de San Gregorio Cuautzingo y La Candelaria Tiapala, este colector desemboca hasta un carcamo del que actualmente se tiene solo una parte de la obra civil.

Dentro de la zona del carcamo hay una bomba extrayendo las aguas residuales que llegan al último pozo de visita del colector existente, incorporando éstas directamente al canal a cielo abierto denominado San Rafael.

El cárcamo funciona con una bomba de las siguientes características:

CARACTERISTICAS DE LA BOMBA PARA AGUAS NEGRAS

- Motor Diesel, PERKINS BARNES.
- Tiempo de trabajo: de 3 1/2 a 4 años.
- Tiempo de operación durante el día: de 8:30 a 18:00 Hrs.
(en época de lluvia 20 horas)
- Tubería de entrada (succión): 10 pulgadas.
- Tubería de salida (descarga): 10 pulgadas, con reducción a 6 pulgadas.
- Ubicación respecto al canal: 30 metros
- Ubicación respecto a la población: 300 metros.

Actualmente, la mayor parte de los habitantes disponen sus aguas negras en fosas sépticas y letrinas particulares y sólo 30 % las descargan al colector existente.

1.2.2.2. COBERTURA

De acuerdo al plano anexo No. 2 se observa que la cobertura es de aproximadamente el 24% con respecto al total de la zona urbana actual, por lo que es insuficiente para satisfacer la demanda de este servicio.

1.2.2.3. EFICIENCIA DEL SISTEMA

Para tener un conocimiento confiable de la forma de trabajo de la red existente se realizó una inspección física de la misma.

1.2.2.4. INSPECCIÓN FÍSICA DE LA RED EXISTENTE.

La red cuenta actualmente con 2,475 metros de tubería de 20 cm. de diámetro; por medio de encuestas realizadas con los pobladores en febrero de 1995, se investigó que la Introducción de este servicio se inició alrededor del año 1980, es decir, hace aproximadamente 15 años, desde entonces el mantenimiento ha sido esporádico, con relación a los trabajos de ampliación y rehabilitación no se les ha dado la debida importancia sobre todo si se comparan con el crecimiento que ha presentado la población.

En base a los datos recabados en campo se realizaron los perfiles correspondientes para poder determinar en forma precisa el funcionamiento de la red.

En el siguiente cuadro se enlistan los resultados de la inspección física de la red existente, los cuales se presentan en el Anexo No. 2 (Plano de la Red de Alcantarillado Actual)

CUADRO I-2 REPORTE DE LA INSPECCION FISICA DE LA RED EXISTENTE

TRAMO	UBICACION	OBSERVACIONES
NO. DE POZO	CALLE	
P1 A 17	16 de Septiembre	Descarga en calle Benito Juárez, haciendo crucero en el pozo 7.
P12 A 17	16 de Septiembre	Descarga en calle Benito Juárez, haciendo crucero en el pozo 7.
P13-P14 - P10	Alvaro Obregón (Norte)	Descarga en calle 16 de Septiembre haciendo crucero en el pozo 10.
P15-P16 - P17 P18 - P12	Rovirosa	Descarga en calle 16 de Septiembre haciendo crucero en el pozo 12.

TRAMO	UBICACION	OBSERVACIONES
NO. DE POZO	CALLE	
P19 - P20 - P21 P22	Deportista	Descarga en calle Independencia, haciendo crucero en el pozo 22. Tramo del pozo 21 al pozo 2 en contrapendiente
P23 - P24 - P25	Francisco I. Madero	Descarga en calle Independencia, haciendo crucero en el pozo 25. Tramo del pozo 23 al pozo 24 no se obtuvo información porque el pozo 23 se encuentra sellado.
P26 - P27 - P28 - P34	P26 y P27 en Reforma P28 en Xuaxoztli.	Descarga en calle Nacional, haciendo crucero en el pozo 34. En este tramo deberían existir 3 pozos adicionales a los descritos pero físicamente no se encontraron. Se supo de la descarga por medio de la información obtenida con los pobladores. El tramo del P26 al P27 no tiene pendiente. En el crucero con calle de la Huerta no se halló pozo. En la calle Xuaxoztli únicamente existe un pozo para cambio de dirección.
P29 - P30 - s/n	De la Huerta	Teóricamente descarga en calle Reforma, haciendo crucero en pozo s/n. El pozo del crucero con calle Reforma no se encontró.
P37 - P38	Nacional (oriente)	Descarga en calle Alvaro Obregón, haciendo crucero en el pozo 38. Anteriormente este tramo de atarjea descargaba totalmente en la Laguna de aguas negras siguiendo la vía por calle Alvaro Obregón y Niño Artillero; con la construcción del colector proveniente de las poblaciones vecinas se conectó en el crucero con Alvaro Obregón al mencionado colector. Los tramos de los pozos P34-P36 y P37-P38 se encuentran en contrapendiente.

TRAMO	UBICACION	OBSERVACIONES
NO. DE POZO	CALLE	
P38 - P39	Alvaro Obregón	Este tramo está inutilizado, las descargas domiciliarias van al Colector
P39 - P45	Niño Artillero	Descarga en la Laguna de aguas negras. Los tramos P39-P40 y P41-P42 están en contrapendiente.
P46-P47-P48	Fresno	Descarga en calle Artillero, Haciendo cruce en P48. No está en uso.
P49-P50-P51	Eucalipto	Descarga en calle Artillero, Haciendo cruce en P51. No está en uso.
P52-P53-P54	Nogal	Descarga en calle Artillero, Haciendo cruce en P54. No está en uso.
P48-P51-P54	Niño Artillero	Descarga en un cárcamo ubicado en calle Nogal, esquina con Artillero. Este cárcamo no se utiliza porque su descarga es en la Laguna de aguas negras.
P7 - P44	Benito Juárez	Descarga en calle Niño Artillero, Haciendo cruce en P44. Dicho tramo recoge las aguas negras de la calle 16 de Septiembre descargándolas hasta la Laguna de aguas negras.

En el extremo poniente se encuentra un cárcamo de bombeo el cual no se utiliza por la dos razones siguientes:

- a) la descarga se realiza a la Laguna de aguas negras
- b) el mantenimiento y operación lo realizó en un tiempo la población afectada, pero debido a la falta de cooperación actualmente no se usa.

1.2.3. CONCLUSIONES DE LA INFORMACIÓN, DE LA RED EXISTENTE

Para efecto de que la población cuente con un eficiente sistema de alcantarillado, se proponen las siguientes obras:

- a) Rehabilitación total de la red actual, debido a que la red se detectó deteriorada en un 50% de sus atarjeas, así como la inadecuada afinidad entre el colector de 45 cm. de diámetro y la red, también porque su encausamiento final es distinto.
- b) El equipamiento total del cárcamo principal localizado al norte de la población ya que debido a la altimetría es necesaria esta obra que aunque está funcionando no es suficiente
- c) Algunos predios cuentan ya con descargas domiciliarias, sin embargo, al rectificar los sentidos de escurrimientos y elevaciones de las atarjeas será necesario reponerlas y habilitar los predios que actualmente carecen de éstas.
- d) Construcción de un cárcamo de bombeo exclusivo para la población de San Lucas Amalinalco, ya que el actual da servicio a las poblaciones de San Gregorio Cuatzingo y Tlapala y de acuerdo a la inspección física realizada a algunos tramos se encuentran trabajando a su máxima capacidad.

En base a lo expuesto anteriormente se concluye que ningún tramo de la red es aprovechable; por lo tanto se procederá a diseñar en forma total una nueva red de alcantarillado sanitario

✱ *La información de los sistemas de infraestructura hidráulica existente, se obtuvo por medio de observaciones directas, inspecciones y encuestas realizadas en el lugar.*

CAPITULO II

DATOS DE PROYECTO

2.1. OBJETIVO

Dar los datos de proyecto los cuales son: población, dotación, aportación, fórmulas 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, superficie cubierta, así como calcular la población de proyecto.

2.2. PERIODO ECONOMICO DEL PROYECTO

El proyecto de este tipo de sistemas origina una fuerte inversión en la construcción de la obra, por lo que deben proyectarse para servir eficientemente a un número de habitantes mayor que el existente.

El período económico del proyecto es el lapso en que el sistema proyectado trabajará eficientemente y cubrirá la inversión efectuada.

Como consecuencia de lo anterior el lapso en que se proyecte proporcionar este servicio debe ser eficiente y económico. La determinación del período económico de la obra debe hacerse también atendiendo a la vida útil de los materiales que se utilicen en la construcción del sistema y a la del equipo mecánico necesario para operarlo, pues de otra manera los costos de reparaciones harían incosteables el funcionamiento del sistema.

Para determinar el período económico del proyecto se consultaron las recomendaciones indicadas en las Normas⁽¹⁰⁾ como sigue:

Número de usuarios de proyecto por localidad.	Período económico recomendado
de 2,500 a 15,000	de 6 a 10 años
de 15,000 a más	de 15 a 20 años

2.3. POBLACION DE PROYECTO

Para determinar la población de proyecto se consultaron los Censos de Población, 1960, 1970, 1980 y 1990 obtenidos por el INEGI⁽¹¹⁾.

Estos censos permiten conocer que la tasa de crecimiento de la población del municipio de Chalco se encuentra entre los porcentajes más altos, ya que durante la década de 1980 a 1990 se ha mantenido en un 14% anual, que comparada con un 2.7% anual del Estado de México, da como resultado que el municipio de Chalco se destaque por su fuerte crecimiento poblacional⁽¹²⁾.

También se consideró para determinar la población de proyecto que San Lucas Amalinalco se encuentra en lo que se conoce como "Centro de Población Estratégico" de Chalco y que en los años recientes se han mejorado las vías de comunicación de la localidad. Ver cuadro II.1 (CENSOS DE POBLACION).

Considerando estos factores de crecimiento demográfico, así como los últimos censos del INEGI que obtuvieron un 14% de tasa anual de crecimiento poblacional da como resultado una población de 4096 habitantes para el año 1995.

(10) Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana. SEDESOL.

(11) XI Censo General de Población y Vivienda, 1990 del Estado de México, Resultados Definitivos, datos por localidad.

(12) XI Censo General de Población y Vivienda, 1990 del Estado de México, Perfil Sociodemográfico.

Por lo anterior se calculó la población de proyecto para un periodo de 15 años a partir de 1995, debido al alto crecimiento poblacional que se ha tenido en los últimos años, aplicando los siguientes métodos:

- a) Progresión aritmética.
- b) Progresión geométrica.
- c) Método parabólico.
- d) Método de Malthus.
- e) Extensión gráfica.

2.4. METODOS DE CALCULO PARA POBLACIONES FUTURAS.

2.4.1. PROGRESIÓN ARITMÉTICA.

Consiste en tomar los dos últimos datos de los censos y obtener la ecuación de la recta calculando la pendiente y la ordenada al origen; las coordenadas de los puntos son: años y habitantes, quedando la expresión de la siguiente forma:

$$P = P_2 + \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} (t - t_2) \dots\dots\dots (2.1)$$

Donde:

- P = población futura
- P₂ = población indicada en el último censo
- P₁ = población indicada en el penúltimo censo
- t = año para el que se busca la población futura
- t₂ = año del último censo
- t₁ = año del penúltimo censo

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

2.4.2. PROGRESION GEOMETRICA.

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

$$\text{Log } P = \text{Log } P_2 + \frac{\text{Log } P_2 - \text{Log } P_1}{t_2 - t_1} (t - t_2) \dots \dots \dots (2.2)$$

Donde:

- P = población futura
- P₂ = población indicada en el último censo
- P₁ = población indicada en el penúltimo censo
- t = año para el que se busca la población futura
- t₂ = año del último censo
- t₁ = año del penúltimo censo

2.4.3. METODO PARABOLICO.

Este método supone que la gráfica del crecimiento poblacional se asemeja a una parábola. La fórmula a aplicar es:

$$P = a + b n^c \dots \dots \dots (2.3)$$

En donde:

- P = población futura
- n = periodo de años a estimar (en decenas)
- a, b, c = parámetros obtenidos a partir del comportamiento histórico de la población.

2.4.4. METODO DE MALTHUS.

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

$$Pf = Pu (1 + Id)^n \dots\dots\dots (2.4)$$

Donde:

Pf = población futura

Pu = población del último censo

Id = suma del % de incremento histórico de la población
entre el periodo de años censados en decenas por 100

n = periodo de años a estimar (en decenas)

2.4.5. EXTENSION GRAFICA.

En este método se utilizan los datos censales disponibles para formar una gráfica en donde las ordenadas representan el número de habitantes y las abscisas los años. A partir de la tendencia pasada de crecimiento de la comunidad, se prolonga "a ojo" la traza probable de crecimiento futuro.

2.5. CALCULO DE LAS PROYECCIONES DE POBLACION

En el cuadro II.1 (Censos de Población) se proporciona la información que obtuvo el INEGI en los Censos de Población y vivienda 1960, 1970, 1980, 1990 y 1995.

AÑO	POBLACION	% DE INCREMENTO
1960	709	
1970	860	21.30
1980	900	4.65
1990	2 106	134.00
1995	4 096	94.49
SUMA =		254.44

CUADRO II.1 CENSOS DE POBLACION

PROGRESION ARITMETICA

De la ecuación (2.1) tenemos:

$$\begin{aligned}P &= P_2 + \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} (t - t_2) \\&= 4096 + \frac{4096 - 2106}{1995 - 1990} (2010 - 1995) \\&= 4096 + \frac{1990}{5} (15) \\&= 4096 + 5970\end{aligned}$$

$$P = 10\ 066 \text{ hab.}$$

PROGRESION GEOMETRICA

De la ecuación (2.2) tenemos:

$$\begin{aligned}\text{Log } P &= \text{Log } P_2 + \frac{\text{Log } P_2 - \text{Log } P_1}{t_2 - t_1} (t - t_2) \\&= \text{Log } 4096 + \frac{\text{Log } 4096 - \text{Log } 2106}{1995 - 1990} (2010 - 1995) \\&= 3.61236 + \frac{3.61236 - 3.32346}{5} (15) \\&= 3.61236 + 0.8667 \\&= 4.479\end{aligned}$$

$$P = 30\ 134 \text{ hab.}$$

METODO PARABOLICO

De la ecuación (2.3) tenemos:

$$P = a + b n^c$$

para $n = 0$, año 1960, y sustituyendo en (2.3):

$$709 = a + b(0)^c$$

$$a = 709$$

para $n = 1$, año 1970, y sustituyendo a en (2.3):

$$860 = 709 + b(1)^c$$

$$b = 151$$

para $n = 3.5$, año 1995, y sustituyendo a y b en (2.3):

$$4096 = 709 + 151 (3.5)^c$$

$$(3.5)^c = \frac{4096 - 709}{151}$$

$$(3.5)^c = 22.43046$$

$$\text{Log } (3.5)^c = \text{Log } 22.43046$$

$$c \text{ Log } (3.5) = \text{Log } 22.43046$$

$$c = \frac{\text{Log } 22.43046}{\text{Log } 3.5}$$

$$c = \frac{1.35084}{0.54407}$$

$$c = 2.4828$$

para $n = 5$, año 2010, y sustituyendo a , b , y c en (2.3):

$$P = 709 + 151 (5)^{2.4828}$$

$$P = 8920 \text{ hab.}$$

METODO DE MALTHUS

De la ecuación (2.4) tenemos:

$$P = P_u (1 + I_d)^n$$

de donde:

$$I_d = \frac{254.44}{(3.5) 100} = 0.72697$$

sustituyendo I_d en (2.4):

$$P = 4096 (1 + 0.72697)$$

$$P = 9296 \text{ hab.}$$

METODO GRAFICO

De la Fig. II.1 (Método de Extensión Gráfica) obtenemos una población de:

$$P = 10\,478 \text{ hab.}$$

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

Progresión aritmética	10 066 habitantes
Método parabólico	08 920 *
Método de Malthus	09 296 *
Método gráfico	10 478 *
SUMA =	38 760 *

$$\text{Población de proyecto} = 9,690 \text{ habitantes.}$$

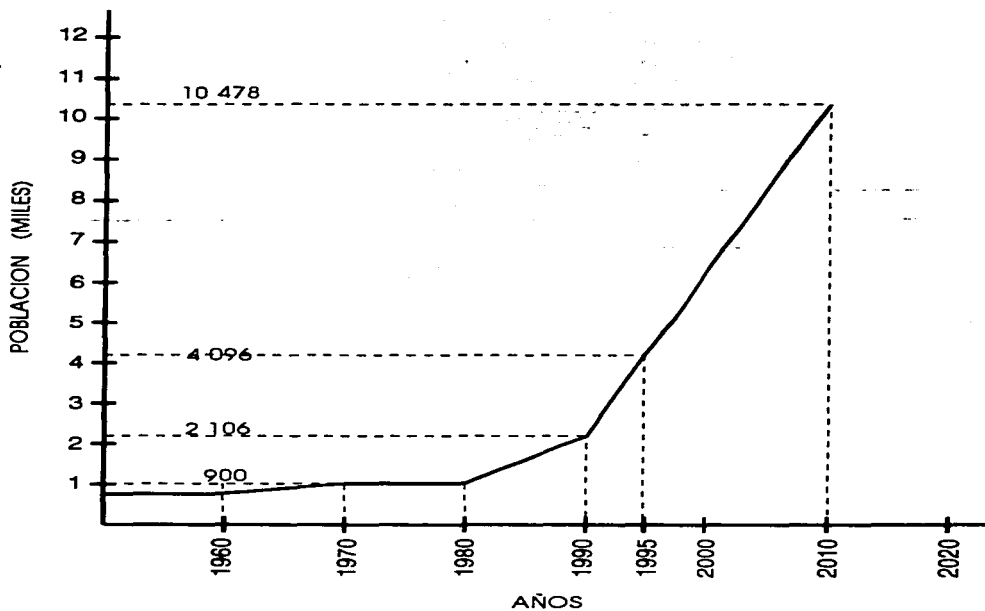


FIGURA II.1 METODO DE EXTENSION GRAFICA

2.6. DOTACION DE AGUA POTABLE

Para la obtención de este dato se tomarán en cuenta las recomendaciones de Las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario⁽¹³⁾, las cuales se indican en la tabla II.1 (Dotaciones de Agua Potable):

POBLACION DE PROYECTO (habitantes)	TIPO DE CLIMA dotaciones (lt/hab/día)		
	CALIDO	TEMPLADO	FRIO
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

TABLA II.1 DOTACIONES DE AGUA POTABLE

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 200 lt/hab./día.

2.7. APORTACION

Considerando que el alcantarillado para aguas negras de una localidad es el reflejo del servicio de agua potable, por lo que respecta a la relación que existe entre Dotación y Aportación, Las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario han adoptado el criterio de aceptar como Aportación de aguas negras del 75% al 80% de la Dotación.

(13) NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA, Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, 1977

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

$$\text{Aportación} = \text{Dotación} \times 80\%$$

$$\text{Aportación} = 200 \text{ lt/hab/día} \times 80\%$$

$$\text{Aportación} = 160 \text{ lt/hab/día}$$

2.8. TIPO DE SISTEMA

El tipo de sistema propuesto para la localidad es separado de Aguas Negras.

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

2.9. FORMULAS

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

$$\text{Gasto Medio: } Q_{\text{med.}} = \frac{P \times A_p}{86\,400} \dots\dots\dots (2.5)$$

- En donde:
- $Q_{\text{med.}}$ = gasto medio en lt/seg
 - P = población de proyecto, habitantes
 - A_p = aportación de aguas negras en lt/hab/día

$$\text{Gasto Mínimo: } Q_{\text{min.}} = Q_{\text{med.}} / 2 \dots\dots\dots (2.6)$$

- En donde:
- $Q_{\text{min.}}$ = gasto mínimo en lt/seg

Gasto Máximo Instantáneo:

$$Q_{\text{máx. inst.}} = M \times Q_{\text{med.}} \dots \dots \dots (2.7)$$

En donde: M = coeficiente de Harmon

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \dots \dots \dots (2.8)$$

P = población de proyecto, en miles

Gasto Máximo Extraordinario:

$$Q_{\text{máx. extr.}} = Q_{\text{máx. inst.}} \times F.S. \dots \dots \dots (2.9)$$

En donde: F.S. = coeficiente de previsión o seguridad igual a 1.5

Velocidad del agua: $V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \dots \dots \dots (2.10)$

- En donde:
- V = velocidad del escurrimiento en m/s
 - R_h = 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 domicilíarias durante el año y el día.

En México se ha aceptado como un valor bastante aproximado, el propuesto por W.G. Harmon y que se expresa en la fórmula (2.8) de la siguiente manera:

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

En donde:

P = población de proyecto en miles de habitantes

M = coeficiente de Harmon

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 usuarios, 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 esos conductos, al operar parcialmente llenos. Manning establece una fórmula que es aplicable al caso de conducciones a cielo abierto y que en nuestro país es la expresión que se ha generalizado en su uso la cual se expreso en la fórmula (2.10) como sigue:

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

En donde: R_n = radio hidráulico de la sección en metros

S = pendiente geométrica o hidráulica del conducto, expresada en la forma decimal

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

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{\pi D} = \frac{\pi D^2}{4\pi D} = \frac{D}{4} \dots\dots\dots (a)$$

$$S = \frac{H_f}{L} \dots\dots\dots (b)$$

En donde: H_f = pérdidas por fricción, en metros
 L = longitud de la conducción, en metros

Considerando la fórmula de Manning (2.10) para la velocidad del agua y sustituyendo (a) y (b) en la misma, el gasto lo podemos expresar en la fórmula de continuidad, de la siguiente manera:

$$Q = V A \dots\dots\dots (2.11)$$

$$Q = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \left(\frac{H_f}{L} \right)^{1/2} \frac{\pi D^2}{4} \dots\dots\dots (2.12)$$

En donde: Q = gasto de aguas residuales, en m³/s.

El valor de "n" (coeficiente de rugosidad) que debe emplearse en la fórmula anterior es de 0.013 para tubos de concreto prefabricados (14).

2.10. LONGITUD DE LA RED

Este dato se obtuvo midiendo las distancias directamente del plano No. 3 (Red de alcantarillado, proyecto), obteniéndose como resultado una longitud de 10,133 metros.

(14) ALCANTARILLADO, Ing. Jorge Luis Lara González, UNAM. Facultad de Ingeniería, División de Ingeniería Civil, Topografía y Geodesica. Departamento de Ing. Sanitaria.

2.11. NATURALEZA DEL SITIO DE VERTIDO.

El sitio para disposición final de las aguas residuales para el presente proyecto es el canal a cielo abierto denominado San Rafael localizado al norte de la población; este canal 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 residuales 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 canal.

2.12. SISTEMA DE ELIMINACION

Analizando la topografía de la población en cuanto a la altimetría, el sistema de eliminación será por gravedad y bombeo.

2.13. COEFICIENTE DE PREVISION 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 proyectos se utilizará el valor del coeficiente de previsión de 1.5⁽¹⁵⁾

(15) Alicantarillado, Ing. Jorge Luis Lara González, UNAM. Opcit.

2.14. VELOCIDADES

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

Tal velocidad es aproximadamente de 30cm./seg., que debe ser la suficiente para escurrimiento en tiempo seco. La experiencia ha demostrado que cuando las velocidades están abajo de este nivel, puede ocurrir la decantación de los sólidos. Bajo éstas condiciones la velocidad mínima tolerable de 30 cm./seg. (0.3 m/seg.), se registra cuando el conducto lleva aproximadamente un 17% de su capacidad total.

La velocidad mínima cuando el tubo sea calculado como totalmente lleno, será de unos 60cm./seg., que es equivalente a los 30 cm./seg. con gasto mínimo.

La máxima velocidad tolerable es aproximadamente de 3 m/seg. con el objeto de evitar la erosión en la base del conducto.

2.15. 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 límites de operación de las pendientes propuestas en las Normas de proyecto.

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:

2.15.1 CASOS NORMALES

Para Gasto Mínimo: se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm./seg. a tubo lleno.

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

2.15.2 CASOS EXCEPCIONALES

Para Gasto Mínimo: en el escurrimiento del gasto mínimo consignado en la tabla II.2 la pendiente mínima de los conductos debe ser la que produce una velocidad de 30 cm/seg con un tirante igual o mayor de 1.5 cm. y la pendiente máxima aquella que produzca al citado gasto una velocidad siempre menor de los 3.00 m/seg con un tirante igual o mayor de 1 cm.

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

PENDIENTES MAXIMAS Y MINIMAS

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

TABLA II.2

NOTAS.-

- 1.- Fórmula empleada : Manning (n = 0.013)
- 2.- Para lograr un mejor funcionamiento hidráulico se proyectarán los atarjeas de 20cm de diámetro con una pendiente mínima de 4 milésimos.

NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA

2.16. OBTENCION DE LOS GASTOS DE PROYECTO

Los gastos de diseño son: gasto mínimo ($Q_{\text{mín}}$), gasto medio ($Q_{\text{med.}}$), gasto máximo Instantáneo ($Q_{\text{máx. inst.}}$) y gasto máximo extraordinario ($Q_{\text{máx. extr.}}$), calculados de la siguiente manera:

Gasto Medio: De la ecuación (2.5):

$$Q_{\text{med.}} = \frac{P \times A_p}{86400}$$

En donde:

P	=	es la población de proyecto en miles de habitantes
P	=	9690 habitantes
A_p	=	es la aportación de aguas residuales en lt/hab/día
A_p	=	160 lt/hab/día

Resolviendo:

$$Q_{\text{med}} = \frac{9690 \times 160}{86400} = 17.94 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{med}} = 17.94 \text{ lts/seg}$$

Gasto Mínimo:

$$Q_{\text{mín.}} = \frac{Q_{\text{med.}}}{2}$$

$$Q_{\text{mín.}} = \frac{17.94 \text{ lt/seg}}{2}$$

$$Q_{\text{mín.}} = 8.97 \text{ lts/seg}$$

Gasto Máximo Instantáneo: De la ecuación (2.7)

$$Q_{\text{máx. Inst.}} = M \times Q_{\text{med}}$$

En donde:

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

$$P = 9690 \text{ habitantes}$$

Sustituyendo "P" en la ecuación anterior:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{9.690}}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + 3.113}$$

$$M = 2.97$$

Y sustituyendo el valor de "M" en la ecuación (2.7). queda:

$$Q_{\text{máx. inst.}} = 2.97 \times 17.94 \text{ lts/seg.}$$

$$Q_{\text{máx. inst.}} = 53.28 \text{ lts/seg}$$

Gasto Máximo Extraordinario: De la ecuación (2.9)

$$Q_{\text{máx. extr.}} = Q_{\text{máx. Inst.}} \times F.S.$$

En donde:

$$F.S. = \text{factor de previsión o seguridad}$$

$$F.S. = 1.5$$

Sustituyendo valores:

$$Q_{\text{máx. extr.}} = 53.28 \text{ lts/seg} \times 1.5$$

$$Q_{\text{máx. extr.}} = 79.92 \text{ lts/seg}$$

Gasto Mínimo:

En los casos en que se tenga gastos muy pequeños se acepta como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas residuales, el número de descargas simultáneas al alcantarillado, aceptando que la descarga de un inodoro es de 1.5 lts/seg y el número de descargas simultáneas está de acuerdo al diámetro del conducto receptor. Ver tabla II.3

TABLA II.3

GASTOS MINIMOS

DIAMETRO	No. DE DESCARGAS SIMULTANEAS	APORTACION POR DESCARGA (lts/seg)	GASTO MINIMO DE AGUAS NEGRAS (lts/seg)
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

NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA

2.17. DENSIDAD DE POBLACION

Cuando no existe una zonificación bien definida y la fábricas y centros de trabajo están intercaladas dentro de una zona habitacional o bien cuando las actividades de una población no son muy variadas, como sucede en muchas poblaciones rurales, es válido considerar una aportación promedio de toda la población en general.

Con los supuestos anteriores se puede establecer la siguiente relación:⁽¹⁶⁾

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

Donde:

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

P = Población en habitantes

= 9690 habitantes

L = Longitud de la red de tubería en Km o en m.

= 10,133 m (Este dato se obtuvo midiendo directamente en el plano No. 3 Red de Alcantarillado (proyecto))

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

$$DI = \frac{9690 \text{ hab}}{10133.00 \text{ m.}}$$

$$DI = 0.956 \frac{\text{hab}}{\text{m}}$$

2.18. SUPERFICIE DE PROYECTO

Basándose en las coordenadas de los vértices de la poligonal envolvente se obtuvo una superficie de 59.21 ha. ver plano No. 1 (Plano Topográfico).

Los resultados se resumen en el siguiente cuadro No. II.2: (Datos de Proyecto).

CUADRO No. II.2 DATOS DE PROYECTO

Población último censo oficial (1990)	2,106 habitantes
Población actual estimada (1995)	4,096 habitantes
Población de proyecto	9,690 habitantes
Dotación	200 lts/hab/día
Aportación (80% de la dotación)	160 lts/hab/día
Sistema	separado de aguas negras
Fórmulas	Harmon y Manning
Longitud de la red	10 133.00 m.
Naturaleza del sitio de vertido	canal a cielo abierto de aguas negras San Rafael
Sistema de eliminación	gravedad y bombeo
Coefficiente de previsión o seguridad	1.5
Velocidad mínima	0.6 m/seg.
Velocidad máxima	3.0 m/seg.
Gasto mínimos	8.97 lts/seg.
Gasto medio	17.94 lts/seg.
Gasto máximo instantáneo	53.28 lts/seg.
Gasto máximo extraordinario	79.92 lts/seg.
Infiltración	0.614 lts/seg./km
Densidad de población	0.956 hab/m
Superficie cubierta aproximada	59.21 ha.

CAPITULO III

SELECCION DE LA ALTERNATIVA OPTIMA

3.1. OBJETIVO

Proponer varias alternativas para el trazo de la red y seleccionar la más óptima. El cálculo de la Red de Alcantarillado. Diseñar el cárcamo de bombeo que consta de: canal de acceso y transición, compuertas deslizantes, rejillas, canal desarenador, vertedor y equipo de bombeo.

3.2. ALTERNATIVAS DE SOLUCION

Considerando los datos proporcionados en el subcapítulo 1.2.2. (Alcantarillado Sanitario Existente), se proponen las siguientes alternativas para el trazo de una nueva Red de Alcantarillado. Ver Plano No. 2 (Red de Alcantarillado Actual).

3.2.1. PRIMERA ALTERNATIVA

Que el colector se construya en la Avenida Hidalgo aprovechando el trazo urbano, el cual une la zona Este con la zona Oeste, pasando por el Norte de la localidad y en el límite de la zona urbana. Sin embargo, analizando la altimetría del terreno donde se encuentra ubicada la población se tendrían excavaciones iniciales de aproximadamente 6 m. y en algunas zonas tendrían que ser más profundas elevando considerablemente el presupuesto; motivo por el cual se descarta esta alternativa.

3.2.2. SEGUNDA ALTERNATIVA

Aprovechando el colector existente (diámetro 45 cm.) que atraviesa la localidad de Sur a Norte, el cual descarga en un cárcamo parcialmente construido situado al Norte de la población, se podría diseñar una red que descargara al mencionado colector. Para poder tomar esta propuesta como alternativa posible de solución se tendría que reemplazar la tubería del colector por otra de mayor diámetro debido a que se encuentra trabajando a su máxima capacidad (cabe recordar que da servicio a dos poblaciones vecinas) y además se tendría que subdividir la red descargando una parte de ella en un cárcamo auxiliar para bombear el agua de la zona poniente y depositarla en un nivel más alto para después poder encauzarla hacia la red que descarga por gravedad en el cárcamo principal. Todo esto debido a los desniveles que presenta dicha zona de la población, lo que implica el uso de dos cárcamos de bombeo.

Dadas las circunstancias descritas se puede deducir que esta propuesta resulta más costosa.

3.2.3. TERCERA ALTERNATIVA

Construyendo el colector de Poniente a Oriente, como sigue: iniciando en la calle 16 de Septiembre, con el primer cambio de dirección en la calle Alvaro Obregón, y con el segundo cambio en la calle Nacional, continuando por ella hasta llegar a un cárcamo que se ubicaría en la zona oriente.

Esta solución presenta las desventajas siguientes:

- a) Profundidades de excavación altas debido a la topografía de una parte de la zona poniente para poder desalojar las aguas negras por gravedad, lo cual implica más costo.
- b) Se podría construir un cárcamo auxiliar para el desalojo de las aguas residuales de la zona poniente (zona baja), a la zona alta, y disminuir la profundidad de las excavaciones, la operación de dos cárcamos eleva los costos.
- c) La mayor parte de la zona oriente, presenta depresiones fuertes debido a que fue explotada para la fabricación de tabique rojo y por lo tanto el cárcamo principal quedaría a un nivel muy bajo con respecto al sitio de destino final de las aguas negras (Río la Compañía).

Por lo antes expuesto no se considera una buena solución.

3.2.4. CUARTA ALTERNATIVA

Tomando como base los levantamientos topográficos realizados, se propone el trazo del colector de acuerdo a la ruta siguiente:

Iniciando en la parte Oriente de la calle Nacional, continuando por ella hasta el cruce con calle Francisco Villa donde se hace un cambio de dirección, los siguientes cambios serían en calle Niño Artillero y calle Nagal, descargando en un cárcamo de bombeo.

Además, de acuerdo a la topografía que presenta el terreno en la zona Poniente (terrenos que no fueron explotados) se observa que la tendencia de crecimiento de la población es precisamente hacia esa parte y quedaría cubierta la demanda para la población futura.

Considerando que al inicio y a lo largo de este trazo de la Red se tienen excavaciones mínimas, así como un mínimo de cambios de dirección en el trazo, dando como resultado una obra más económica y eficiente, se optó por tomar ésta propuesta como la alternativa de solución óptima.

Ver Cuadro No. 3.1 (Cuadro Comparativo de Alternativas Propuestas)

ALTERNATIVAS	UBICACION DE LA RED	VENTAJAS	DESVENTAJAS
PRIMERA	Inicia en Av. Hidalgo y continua hasta el cárcamo de bombeo		Excavaciones iniciales mayores a 6 m. dando como resultado un presupuesto más elevado.
SEGUNDA	Utilizando el colector existente. Este colector da servicio a otras dos poblaciones cercanas.	Se aprovecharía en parte el colector existente y se construiría otro en forma paralela.	El colector descarga en un cárcamo inconcluso cuya red trabaja saturada.
TERCERA	Inicia en calle 16 de Septiembre, sigue en calle Alvaro Obregón y calle Nacional.		Excavaciones iniciales profundas. Sería necesario construir un cárcamo auxiliar dando un mayor costo.
CUARTA (SOLUCION OPTIMA)	Inicia en calle Nacional, sigue en las calles Francisco Villa, Niño Artillero y Nogal hasta el cárcamo de bombeo.	Presenta excavaciones mínimas a lo largo de toda la red. Trabaja eficientemente. Da una obra más económica.	

CUADRO III.1 CUADRO COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS PROPUESTAS

3.3. DISEÑO HIDRAULICO DE LAS ATARJEAS

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

Considerando las cotas de terreno en los puntos relevantes se procedió a trazar geoméricamente la Red de tuberías siguiendo el escurrimiento natural del terreno. Ver Plano No. 3 (Red de Alcantarillado, Proyecto).

La solución de cada uno de los tramos (entre pozo y pozo) de la Red se muestra en la Tabla No. III.2 (Tabla de Cálculo Hidráulico).

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.

Del pozo No. 2 al pozo No. 3

Datos:	Longitud del tramo	49.00 m.
	Longitud tributaria	0.0
	Longitud acumulada	49.00 m.
	Densidad de población	0.956 hab/m
	Población en el tramo (P)	47 hab.
	Aportación de aguas negras (Ap)	160 lts/hab/día

Cálculo de los gastos del tramo, utilizando las fórmulas No. 2.5 a 2.9 tenemos:

$$Q_{med} = \frac{P \times A_p}{86,400} \dots \dots \dots (2.5)$$

$$Q_{med} = \frac{47 \text{ hab} \times 160 \text{ lts/hab/día}}{86,400}$$

$$Q_{med.} = 0.09 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{mín.} = \frac{Q_{med}}{2} \dots\dots\dots (2.6)$$

$$Q_{mín.} = \frac{0.09 \text{ lts/seg}}{2}$$

$$Q_{mín.} = 0.045 \text{ lts/seg}$$

Por norma el gasto mínimo no puede ser menor al consignado en la tabla II.3 , por lo que se considera que el gasto mínimo será igual a la descarga de un inodoro, es decir, igual a 1.5 lts/seg.

$$Q_{mín.} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

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

$$Q_{med.} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

Para obtener el gasto máximo instantaneo usamos la fórmula 2.7:

$$Q_{máx. inst} = M \times Q_{med.} \dots\dots\dots (2.7)$$

En estos casos, recordamos que por norma el coeficiente de Harmon se aplica en tramos que tienen 1000 ó más habitantes, en caso contrario se considera constante e igual a 3.8, por lo tanto:

$$Q_{máx. inst} = 3.8 \times 1.5 \text{ lts/seg}$$
$$Q_{máx. inst} = 5.7 \text{ lts/seg}$$

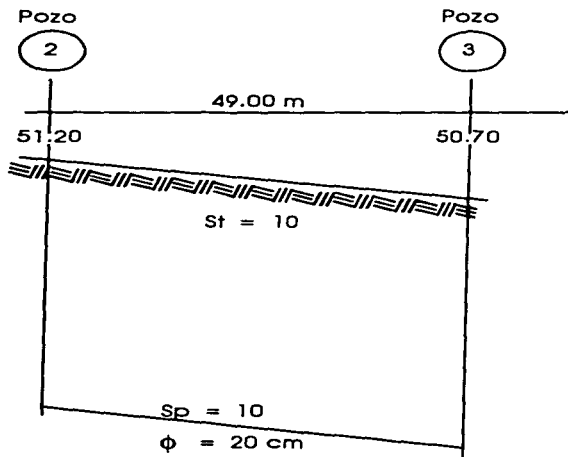
Para el cálculo del gasto máximo extraordinario, de la fórmula 2.9 y con un coeficiente de previsión igual a 1.5, tenemos:

$$Q_{\text{max. extr.}} = Q_{\text{max. inst}} \times \text{F.S.} \dots \dots \dots (2.9)$$

$$= 5.7 \text{ lts/seg} \times 1.5$$

$$Q_{\text{max. extr.}} = 8.55 \text{ lts/seg.}$$

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



Pendiente del terreno:

$$St = \frac{51.20 - 50.70}{49.00} \times 1000$$

$$St = 10$$

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

$$S_p = 10$$

Por tratarse de un tramo inicial se propone el diámetro mínimo recomendable para un buen funcionamiento de 20 cm.

Para obtener la velocidad a tubo lleno usamos la ecuación 2.10:

$$V_{T,LL} = \frac{1}{n} \times R_n^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (2.10)$$

Datos: $n = 0.013$
 $D = 20$ cms.
 $S = 10$

Sustituyendo:

$$V_{T,LL} = \frac{1}{0.013} \times \left(\frac{0.20}{.4} \right)^{\frac{2}{3}} \times (0.010)^{\frac{1}{2}}$$

$$V_{T,LL} = 76.92 \times 0.1357 \times 0.10$$

$$V_{T,LL} = 1.044 \text{ m/seg}$$

Que cumple con la mínima permisible a tubo lleno.

Para obtener el gasto a tubo lleno usamos la ecuación de continuidad, 2.11:

$$Q_{T.L.L} = A \times V \dots\dots\dots (2.11)$$

$$= \frac{\pi D^2}{4} \times V$$

$$= \frac{\pi (0.20)^2}{4} \times \frac{1000 \text{ lts}}{1 \text{ m}^3} \times 1.044 \text{ m/seg}$$

$$Q_{T.L.L} = 32.80 \text{ lts/seg.}$$

Que es mayor al gasto máximo extraordinario.

Cálculo de las velocidades reales:

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:

$$\frac{Q_{\text{máx. extr.}}}{Q_{T.L.L.}} = \frac{8.55}{32.80} = 0.26$$

Con este valor se consulta la figura III.1. (Relación q/Q ; v/V), obtenida a partir del Nomograma de Manning ⁽¹⁷⁾, para determinar el valor correspondiente v/V que es el siguiente:

$$\frac{V_{\max.}}{V_{T.L.L.}} = 0.84$$

Para mayor facilidad de cálculo se elaboró la tabla III.1 (Relación de los Elementos Hidráulicos)

Por lo tanto la velocidad máxima será igual a:

$$V_{\max.} = 0.84 \times 1.044 \text{ m/seg}$$

$$V_{\max.} = 0.88 \text{ m/seg}$$

que está dentro del rango permisible a tubo lleno.

Para la velocidad mínima se procede de manera similar a la utilizada para determinar la velocidad máxima:

$$\frac{Q_{\min.}}{Q_{T.L.L.}} = \frac{1.5}{32.80} = 0.04$$

Con este valor se consulta la tabla III.1 :

$$\frac{V_{\min.}}{V_{T.L.L.}} = 0.50$$

$$V_{\min.} = 0.50 \times 1.044 \text{ m/seg}$$

$$V_{\min.} = 0.52 \text{ m/seg}$$

FIGURA III.1

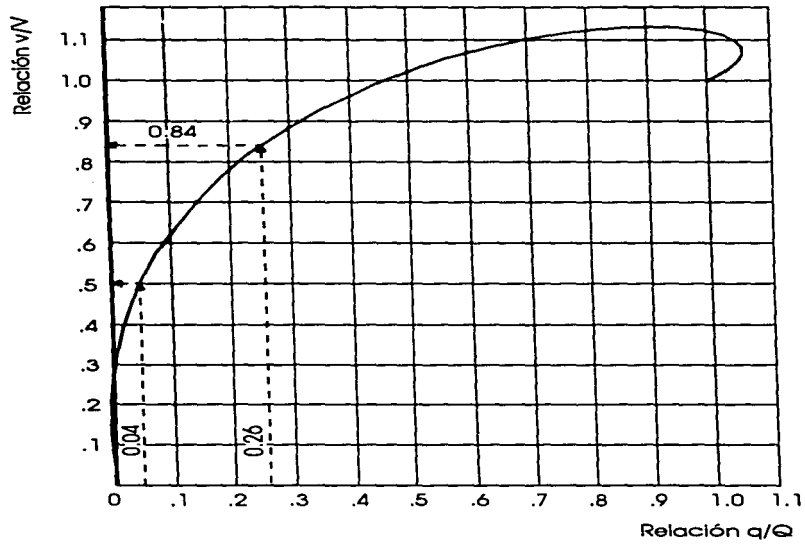


TABLA III.I RELACION DE LOS ELEMENTOS HIDRAULICOS

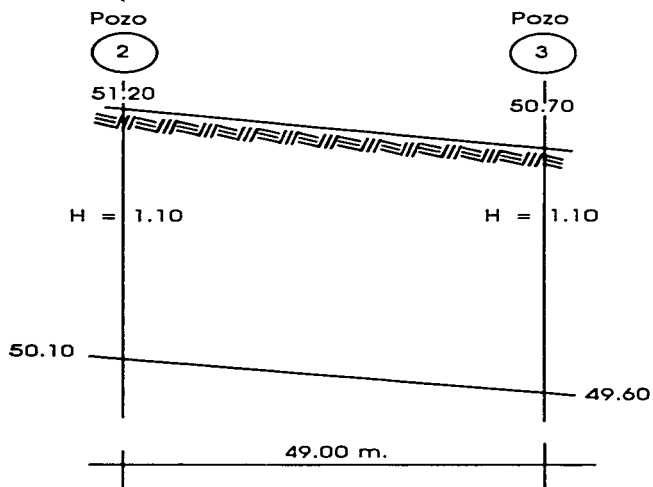
Qp		Vr	Dr
Qt.II.	Vt.II.	Dt.II.	
0.01	0.32	0.08	
0.02	0.40	0.10	
0.03	0.45	0.11	
0.04	0.50	0.12	
0.05	0.53	0.13	
0.06	0.56	0.14	
0.07	0.58	0.15	
0.08	0.60	0.16	
0.09	0.62	0.17	
0.10	0.64	0.18	
0.11	0.66	0.23	
0.12	0.68	0.24	
0.13	0.69	0.25	
0.14	0.71	0.26	
0.15	0.72	0.27	
0.16	0.74	0.27	
0.17	0.75	0.28	
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	

Qp		Vr	Dr
Qt.II.	Vt.II.	Dt.II.	
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	

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 mínima.
 $H = 1.10$ m.



Cota de plantilla en el pozo No. 2: $51.20 - 1.10 = 50.10$

Cota de plantilla en el pozo No. 3: $50.10 - (0.010 \times 49.00) = 49.60$

Profundidad en el pozo No. 3: $50.70 - 49.60 = 1.10$ m.

Una vez calculadas las velocidades, gastos, diámetro y pendientes se pasaron estos datos a la Tabla III.2 (Tabla de Cálculo Hidráulico)

TRAMO CON PENDIENTE MÍNIMA

Del pozo No. 12 al pozo No. 15

Datos:

Longitud del tramo	=	62.80 m.
Longitud tributaria	=	522.30 m.
Longitud acumulada	=	585.10 m.
Densidad de población	=	0.956 hab/m
Población en el tramo	=	559 hab.

Calculo de los gastos del tramo:

$$Q_{med} = \frac{P \times AP}{86,400} \dots \dots \dots (2.5)$$

$$Q_{med} = \frac{559 \text{ hab} \times 160 \text{ lts/hab/día}}{86,400}$$

$$Q_{med} = 1.04 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{min.} = \frac{Q_{med}}{2} \dots \dots \dots (2.6)$$

$$Q_{min.} = \frac{1.04 \text{ lts/seg}}{2} = 0.52 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{min.} \text{ por norma} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{med} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{máx. inst} = M \times Q_{med} \dots \dots \dots (2.7)$$
$$= 3.8 \times 1.5 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{máx. inst} = 5.7 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{máx. extr.}} = Q_{\text{máx. ins.}} \times \text{F.S.} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$Q_{\text{máx. extr.}} = 5.7 \text{ lts/seg} \times 1.5$$

$$Q_{\text{máx. extr.}} = 8.55 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de la velocidad y el gasto a tubo lleno.

Pendiente de terreno:

$$St = \frac{49.46 - 49.41}{62.80} \times 1000$$

$$St = 0.8$$

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 0.6 m/seg, por lo que se adopta la mínima que produce la velocidad anterior, es decir, para un diámetro de 20 cm. se acepta que "Sp mínima" sea igual a 4 milésimas.

$$Sp = 4$$

Velocidad a tubo lleno:

$$Vt.LL. = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.10)$$

$$Vt.LL. = \frac{1}{0.013} \left(\frac{.20}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \times (0.004)^{\frac{1}{2}}$$

$$Vt.LL. = 0.66 \text{ m/seg}$$

que cumple con la mínima permisible a tubo lleno

Gasto a tubo lleno:

$$Qt.LL. = A \times V \dots\dots\dots (2.11)$$

$$= \frac{\pi (0.20)^2}{4} \times 0.66 \text{ m/seg} \times \frac{1000 \text{ Lts.}}{1 \text{ m}^3}$$

$$Qt.LL. = 20.73 \text{ Lts/seg.}$$

que es mayor al gasto máximo extraordinario.

Cálculo de las velocidades reales:

Para la velocidad máxima:

$$\frac{Q_{\text{máx.extr.}}}{Q_{\text{t.LL.}}} = \frac{8.55 \text{ lts/seg}}{20.73 \text{ lts/seg}} = 0.41$$

consultando la tabla III.1 , se obtiene el valor v/V :

$$\frac{V_{\text{máx.}}}{V_{\text{T.LL}}} = 0.95$$

$$V_{\text{máx}} = 0.95 \times 0.66 \text{ m/seg.}$$

$$V_{\text{máx.}} = 0.63 \text{ m/seg}$$

que está dentro del rango permisible a tubo lleno.

Velocidad mínima:

$$\frac{Q_{\text{mín.}}}{Q_{\text{t.LL.}}} = \frac{1.5 \text{ lts/seg.}}{20.73 \text{ lts/seg}} = 0.07$$

Consultando la tabla III.1 , se tiene:

$$\frac{V_{\text{mín.}}}{V_{\text{T.LL.}}} = 0.58$$

$$V_{\text{mín.}} = 0.58 \times 0.66 \text{ m/seg}$$

$$V_{\text{mín.}} = 0.38 \text{ m/seg}$$

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

Revisión del Tirante:

para $Q_{\text{máx. extr.}}$:

$$\frac{Q_{\text{máx. extr.}}}{Q_{\text{T.LL}}} = \frac{8.55}{20.75} = 0.41$$

Consultando la tabla III.1

$$\frac{D_r}{D_t. LL.} = 0.45$$

$$D_r = 0.45 \times 0.20 \text{ m.}$$

$$D_r = 0.09 \text{ m.} = 9 \text{ cm.}$$

que está dentro del rango permisible.

Para $Q_{\text{mín.}}$ se tiene:

$$\frac{Q_{\text{mín.}}}{Q_{\text{T.LL}}} = \frac{1.5}{20.73} = 0.07$$

consultando a la tabla III.1

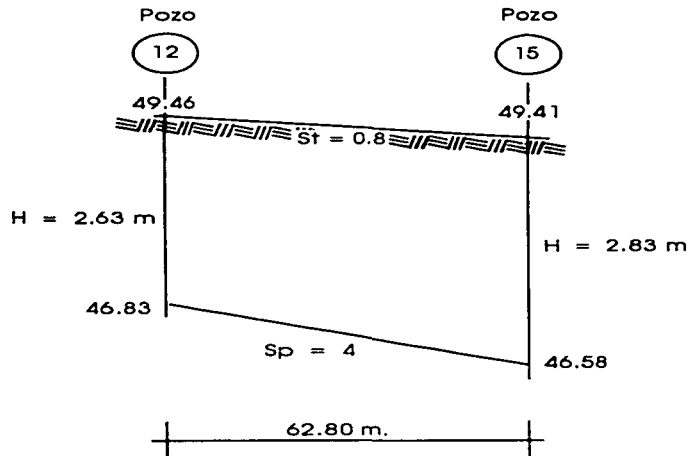
$$\frac{D_r}{D_t. LL.} = 0.18$$

$$D_r = 0.18 \times 0.20 \text{ m.}$$

$$D_r = 3.6 \text{ cm.}$$

que está dentro del límite permisible, entonces, se concluye que el diámetro y la pendiente son adecuados.

Cálculo de la Cotas de Plantilla:



Cota de plantilla en el pozo No. 12:

$$49.46 - 2.63 = 46.83$$

Cota de plantilla en el pozo No. 15:

$$46.83 - (0.004 \times 62.80) = 46.58$$

profundidad en el pozo No. 15:

$$49.41 - 46.58 = 2.83 \text{ m}$$

TRAMO EN CONTRAPENDIENTE

Del pozo No. 35 al pozo No. 48

Longitud del tramo = 71.90 m.
Longitud tributaria = 1.673.00 m.
Longitud acumulada = 1.744.90 m.
Densidad de población = 0.956 hab/m
Población en el tramo = 1.668 hab.

Calculo de los gastos de proyecto:

$$Q_{med} = \frac{P \times A_p}{86,400}$$

$$Q_{med.} = \frac{1668 \text{ hab} \times 160 \text{ lts/hab/día}}{86,400}$$

$$Q_{med.} = 3.09 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{mín.} = 0.5 Q_{med.} = 1.545 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{mín.} \text{ por norma} = 3.00 \text{ lts/seg}$$

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

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{1.668}} \quad ; \quad M = 3.65$$

$$Q_{máx. \text{ inst}} = M \times Q_{med.}$$

$$Q_{máx. \text{ inst}} = 3.65 \times 3.09 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{máx. \text{ inst}} = 11.28 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{máx. \text{ extr.}} = 1.5 \times 11.28 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{máx. \text{ extr.}} = 16.92 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de la velocidad y el gasto a tubo lleno
Pendiente de terreno:

$$St = \frac{48.89 - 49.45}{62.80} \cdot 1000$$

$$St = -8.92 = -9$$

ESTOS TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

En este caso no se puede proponer la pendiente de terreno como pendiente de plantilla debido a que su valor es negativo.

Para calcular la pendiente de plantilla es necesario utilizar la ecuación de continuidad ($Q = VA$), en donde:

$$Q = \text{gasto máximo extraordinario} ; A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$V = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot (Sp)^{\frac{1}{2}}$$

D = diámetro comercial de la tubería.

Despejando "Sp" de la ecuación de continuidad queda:

$$Sp = \left(\frac{4^{\frac{5}{3}} \times Q \times n}{\pi D^{8/3}} \right)^2 \times 1000$$

Sustituyendo los valores respectivos en la ecuación anterior queda:

$$Sp = \left(\frac{(4)^{\frac{5}{3}} (0.01692) (0.013)}{\pi (0.30)^{6/3}} \right)^2 \times 1000$$

$$Sp = 0.31 \text{ milésimas}$$

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

$$Sp \text{ mínima} = 2 \text{ milésimas.}$$

Velocidad a tubo lleno:

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

$$Vt. LL. = 30.527 D^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

$$Vt. LL. = 30.527 (0.30)^{\frac{2}{3}} (0.002)^{\frac{1}{2}}$$

$$Vt.LL. = 0.61 \text{ m/seg}$$

que cumple con la velocidad mínima permisible a tubo lleno

Gasto a tubo lleno:

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi (0.30)^2}{4} \cdot 0.61 \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 43.12 \text{ lts/seg}$$

que es mayor al gasto máximo extraordinario.

Cálculo de las velocidades reales:

Para la velocidad máxima:

$$\frac{Q_{\text{máx. extr.}}}{Q_{T.LL.}} = \frac{16.92}{43.12} = 0.39$$

Consultando la tabla III.1, para $\frac{Q_p}{Q_{T.LL.}} = 0.39$, se tiene que:

$$\frac{V_{\text{máx.}}}{V_{t.LL.}} = 0.94$$

$$V_{\text{máx.}} = 0.94 \times 0.61 \text{ m/seg} = 0.57$$

que está dentro del rango.

$$\frac{Q_{\text{mín.}}}{Q_{t.LL.}} = \frac{3}{43.12} = 0.07$$

Consultando la tabla III.1 para $\frac{Q_p}{Q_{t.LL.}} = 0.07$, se tiene:

$$\frac{V_{\text{mín.}}}{V_{t.LL.}} = 0.58$$

$$V_{\text{mín.}} = 0.58 \times 0.61 \text{ m/seg} = 0.35 \text{ m/seg.}$$

que cumple con la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.

Revisión del Tirante:

para $Q_{\text{máx.}}$ extraordinario:

entrando a la tabla III.1 con 0.39 (relación de gastos), tenemos:

$$\frac{D_r}{D_{t.LL.}} = 0.44$$

$$D_r = 0.44 \times 0.30$$

$$D_r = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm.}$$

que está dentro del rango permisible.

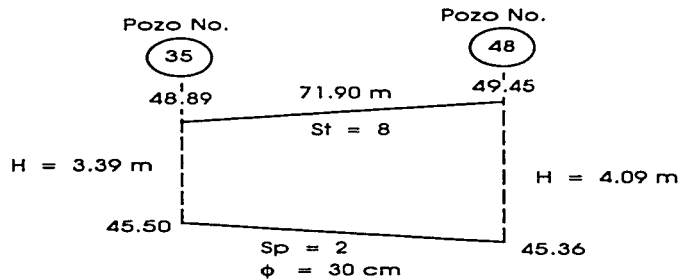
de manera similar para el gasto mínimo, se tiene:

$$\frac{Q_p}{Q_{f.LL.}} = 0.07 \quad ; \quad \frac{D_r}{D_{f.LL.}} = 0.18$$

$$D_r = 0.18 \times 0.30 = 0.054 \text{ m} = 5.4 \text{ cm.}$$

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

Cálculo de las cotas de plantilla



$$\text{Cota de plantilla final: } 45.50 - (0.002 \times 71.90) = 45.36$$

$$\text{Profundidad en el pozo 48: } 49.45 - 45.36 = 4.09 \text{ m.}$$

TRAMO CON POZO DE CAIDA

Del pozo No.135 al pozo No.136:

Longitud del tramo	=	79.50 m.
Longitud tributaria	=	160.50 m.
Longitud acumulada	=	240.00 m.
Densidad de población	=	0.956 hab/m
Población en el tramo	=	229 hab.

Cálculo de los gastos de proyecto:

$$Q_{med} = \frac{P \times AP}{86,400}$$

$$Q_{med.} = \frac{229 \text{ hab} \times 160 \text{ lts/hab/día}}{86,400}$$

$$Q_{med.} = 0.42 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{mín.} = 0.5 \times 0.42 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{mín.} = 0.21 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{mín. \text{ por norma}} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{med} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

$$M = 3.8$$

$$Q_{máx. \text{ inst}} = M \times Q_{med.}$$

$$Q_{máx. \text{ inst}} = 3.8 \times 1.5 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{máx. \text{ inst}} = 5.7 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{máx. \text{ extr}} = 1.5 \times 5.7 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{máx. \text{ extr}} = 8.55 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de la velocidad y el gasto a tubo lleno

$$\begin{aligned} V_{t.LL} &= 30.527 (0.20)^{\frac{2}{3}} (0.023)^{\frac{1}{2}} = 1.58 \\ Q_{t.LL} &= 49.64 \text{ lts/seg} \end{aligned}$$

Velocidad a tubo lleno:

$$\begin{aligned} V_{t.LL} &= 30.527 D^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} ; \text{ proponiendo } D = 0.20 \text{ m.} \\ S &= 11 \text{ milésimas (tramo anterior)} \end{aligned}$$

$$V_{t.LL} = 30.527 (0.20)^{\frac{2}{3}} (0.011)^{\frac{1}{2}}$$

$$V_{t.LL} = 1.09 \text{ m/seg}$$

que está dentro del rango permitido a tubo lleno

Gasto a tubo lleno:

$$Q_{T.LL} = AV$$

$$Q_{T.LL} = \frac{\pi (0.30)^2}{4} \cdot 1.09 \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL} = 34.24 \text{ lts/seg}$$

que es mayor al gasto máximo extraordinario.

Cálculo de las velocidades reales:

Para la velocidad máxima:

$$\frac{Q_{\text{máx.extr.}}}{Q_{\text{T.LL.}}} = \frac{8.55}{34.24} = 0.25$$

Consultando la tabla III.1, para $\frac{Q_p}{Q_{\text{T.LL.}}} = 0.25$, se tiene que:

$$\frac{V_{\text{máx.}}}{V_{\text{T.LL.}}} = 0.83$$

$$V_{\text{máx.}} = 0.83 \times 1.09 \text{ m/seg} = 0.90$$

que está dentro del rango permisible a tubo lleno

$$\frac{Q_{\text{mín.}}}{Q_{\text{T.LL.}}} = \frac{1.5}{34.24} = 0.04$$

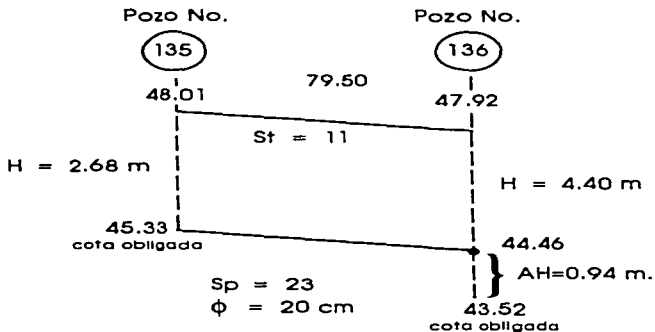
Consultando la tabla III.1 para $\frac{Q_p}{Q_{\text{T.LL.}}} = 0.04$, se tiene:

$$\frac{V_{\text{mín.}}}{V_{\text{T.LL.}}} = 0.50$$

$$V_{\text{mín.}} = 0.50 \times 1.09 \text{ m/seg} = 0.55 \text{ m/seg.}$$

que está dentro del rango permisible, por tanto la pendiente y el diámetro cumplen las condiciones.

Cálculo de las cotas de plantilla



Cota de plantilla final: $45.33 - (0.011 \times 79.50) = 44.46$

$44.46 - 43.52 = 0.94 \text{ m} = \Delta H$

$\Delta H =$ caída del agua en el pozo

Número de pozos = $\frac{\Delta H}{\text{caída máxima}}$

Número de pozos = $\frac{0.94 \text{ m.}}{2.00 \text{ m.}} = 0.47$ pozos

Con un sólo pozo se cubre el ΔH

Como resultado del diseño se obtuvo el plano No.3 denominado "Proyecto del sistema de alcantarillado sanitario", el cual se incluye en el anexo A.

Los resultados obtenidos de los cálculos se presentan a continuación en el siguiente formato (Tabla de cálculo hidráulico)

TABLA III.2 TABLA DE CALCULO HIDRAULICO

TRAMO	LONGITUDES (m)			DENSIDAD (MG/CM ³)	POBLACION (HAB.)	CORTE DE HERRON	B A S I S (LTS/SEG.)				COTAS DE TERRENO				CONDICIONES DE TUBO LLENO				VELOCIDADES DE TRABAJO				COTAS DE PLANTILLA		OBSERVACIONES
	PROPIA	TRIBUTARIA	ACUMULADA				INFILTRACION	MINIMO	MEDIO	MAXIMO INSTANTANEO	MAXIMO PROMEDIO	INICIAL	FINAL	ANCHO DE TUBO (CM)	PROFUNDIDAD (CM)	NO. DE TUBOS	VELOCIDAD (M/SEG.)	VELOCIDAD (M/SEG.)	VELOCIDAD (M/SEG.)	VELOCIDAD (M/SEG.)	INICIAL	FINAL			
2-3	49	0	49	0.956	47	3.8		1.5	1.5	5.7	6.55	51.20	50.70	10	10	20	1.04	31.67	0.52	0.67	50.20	49.60			
3-4	60	45	109	0.556	104	3.8		1.5	1.3	5.7	4.55	51.70	50.10	10	10	20	1.04	32.17	0.52	0.67	49.60	49.30			
6-7	63	0	63	0.956	60	3.8		1.5	1.5	5.7	6.55	49.31	48.72	13	13	20	1.29	37	0.10	0.47	48.22	47.40			
7-8	80.90	63	143.90	0.956	138	3.8		1.5	1.1	5.7	6.55	45.52	45.6	-14	4	20	0.66	21.73	0.36	0.627	47.42	47.36			
10-11	66.00	0	66.00	0.556	64	3.8		1.5	1.5	5.7	6.55	48.96	48.30	10	10	20	1.04	32.47	0.22	0.37	47.85	47.22			
11-12	98.10	66.30	164.40	0.356	157	3.3		1.5	1.5	5.7	6.55	48.30	49.16	-12	4	20	0.66	20.73	0.36	0.627	47.22	46.63			
16-17	59.00	0	59.00	0.356	56	3.6		1.5	1.5	5.7	6.55	48.00	45.00	0	4	20	0.66	20.73	0.36	0.627	46.90	46.16			
17-18	66.00	59.10	125.10	0.356	120	3.8		1.5	1.3	5.7	6.55	48.00	49.10	-20	4	20	0.66	20.73	0.36	0.627	46.66	46.39			
18-19	44.10	125	169.10	0.956	162	3.8		1.5	1.5	5.7	6.55	46.30	49.16	1	4	20	0.66	20.73	0.36	0.63	46.39	46.21			
19-20	77.00	169.10	246.10	0.956	235	3.8		3.0	1.5	5.7	17.10	49.16	49.21	2	2	30	0.61	43.22	0.25	0.27	46.21	46.25			
1-1	57.30	0	57.30	0.356	53	3.8		1.5	1.5	5.7	6.55	52.89	52.00	2	4	20	0.66	20.73	0.36	0.63	51.79	51.55			
5-9	59.81	57.20	117.01	0.356	112	3.1		1.5	1.3	5.7	6.55	52.20	52.82	-1.5	4	20	0.66	20.73	0.36	0.63	51.55	51.31			
9-13	66.20	117.60	183.80	0.956	175	3.8		1.3	1.5	5.7	6.55	52.82	51.84	-1.10	4	20	0.66	20.73	0.36	0.63	51.31	51.04			
13-14	65.90	183.80	249.10	0.956	238	3.8		1.5	1.5	5.7	6.55	52.34	52.40	7	4	20	0.66	20.73	0.36	0.63	51.04	50.77			
14-24	72.00	249.10	321.10	0.956	307	3.8		1.5	1.5	5.7	6.55	52.40	51.20	8	4	20	0.66	20.73	0.36	0.63	50.77	50.48			
24-25	13.00	321.10	334.10	0.956	319	3.8		1.5	1.5	5.7	6.55	51.80	51.39	16	4	20	0.66	20.73	0.36	0.63	50.48	50.42			
25-26	16.10	334.10	350.20	0.956	335	3.8		1.5	1.5	5.7	6.55	51.59	51.51	5	4	20	0.66	20.73	0.36	0.63	50.42	50.35			
24-27	60.00	0	60	0.356	57	3.8		1.5	1.5	5.7	6.55	51.00	50.35	24	24	20	1.62	51	0.73	1.20	50.70	49.25			
27-28	60.00	60.00	120.00	0.556	115	3.3		1.5	1.3	5.7	6.55	50.5	50.03	5	5	20	0.74	23.25	0.41	0.68	49.25	48.25			

TABLA DE CALCULO HIDRAULICO

TRAMO	LONGITUDES (m)			DENSIDAD (MG/CM ³)	POBLACION (HAB.)	CORTE DE HORMON	P A S T O S (LTS/SEG.)					COTAS DE TERRENO		PAC. DE 1000 M ²	PAC. DE 1000 M ²	CANT. DE CUB. DE CEMENTO	CONDICIONES DE TUBO LLEDO		VELOCIDADES DE TRABAJO		COTAS DE PLANTILLA		OBSERVACIONES
	PROPIA	TRIBUTARIA	ACUMULADA				INICIAL	MINIMO	MEDIO	MAXIMO INSTANTANEO	MAXIMO ESTAD. ADIARNO	INICIAL	FINAL				INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
28-29	60.00	120.00	180.00	0.956	172	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	50.03	49.79	4	5	20	0.74	23.25	0.41	0.66	46.35	46.65	
29-30	59.50	180.00	239.50	0.956	229	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.79	49.58	3.5	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	46.65	46.41	
30-31	29.00	239.50	268.50	0.956	257	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.58	49.10	3	27	20	1.72	54	0.77	1.27	46.41	47.62	
16-23	72.00	0	72	0.956	69	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.30	49.40	-1	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	46.30	47.92	
23-31	73.80	72.00	142.80	0.956	137	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.40	49.50	-1	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	47.31	47.62	
31-32	9.50	411.30	420.80	0.956	402	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.50	49.50	0	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	47.62	47.58	
41-40	15.60	0	15.60	0.956	15	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	50.28	49.47	37	37	20	2.20	63	0.80	1.42	49.18	48.60	
47-22	29.64	15.60	45.20	0.956	43	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.70	49.30	7	15	20	1.28	40	0.64	1.02	46.63	46.15	
32-33	25.30	465.50	490.80	0.956	465	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.50	49.33	7	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	47.58	47.48	
33-34	23.30	490.20	514.40	0.956	492	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.33	49.20	5	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	47.48	47.38	
34-35	53.10	514.40	567.50	0.956	543	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.20	48.89	6	10	20	1.04	32.67	0.52	0.87	47.38	46.85	
4-6	51.87	109	160.80	0.956	154	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	50.10	49.66	6	37	20	2	63	08	1.42	49.50	47.06	
F-12	53.10	304.70	357.70	0.956	342	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.66	49.46	4	5	20	0.74	23.25	0.42	0.66	47.06	46.83	
12-15	62.80	522.30	585.10	0.956	559	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.46	49.41	0.5	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	46.83	46.58	
15-20	66.10	631.20	697.30	0.956	638	3.8		1.5	1.58	5.7	8.55	49.41	49.21	3	10	20	1.24	32.67	0.52	0.87	46.58	45.92	
20-21	67.20	697.30	964.50	0.956	922	3.8		3.0	3.0	11.40	17.10	49.21	49.02	3	2	30	0.61	43.12	0.35	0.57	45.92	45.78	
21-22	67.40	964.50	1031.9	0.956	996	3.8		3.0	3.0	11.40	17.10	49.01	48.89	2	2	30	0.61	43.12	0.35	0.57	45.78	45.64	
22-35	73.60	1031.90	1105.5	0.956	1057	3.78		3.0	3.3	11.34	17.01	48.89	48.69	0	2	30	0.61	43.12	0.35	0.57	45.64	45.50	
35-48	71.90	1673.00	1744.90	0.956	1666	3.45		3.0	3.09	11.28	16.72	48.69	49.15	-8	2	30	0.61	43.12	0.35	0.57	45.50	45.36	

06 TABLA DE CALCULO HIDRAULICO

TRAMO	LONGITUDES (m)			DEBIDA- DAD (m/s)	POBLA- CION (hab.)	COEFTE DE HARMON	VELOCIDADES (m/s)				COTAS DE TERRENO		PRO- FUNDI- DAD (m)	PERI- FON- DIA (m)	Zona seg	CONDICIONES DE TUPO LLENO		VELOCIDADES DE TRABAJO		COTAS DE PLANTILLA		OBSERVACIONES	
	PROPIA	TRIBUTARIA	ACUMULADA				INFIL- TRACION	MINIMO	MEDIO	MAXIMO INSTAN- TANEO	MAXIMO ESTADIS- TICO	INICIAL				FINAL	VELOCIDAD (m/seg)	VELOCIDAD (m/seg)	INICIAL	FINAL			
46-56	72.80	1744.9	1817.70	0.956	1735	3.63		3.0	3.22	11.69	17.54	49.45	49.21	2	2	30	0.61	43.12	0.35	0.57	45.36	45.21	
56-49	71.60	1817.70	1837.70	0.956	1835	3.62		3.1	3.34	12.09	18.13	49.21	49.20	6	2	30	0.61	43.12	0.35	0.58	45.21	45.27	
69-61	51.00	1887.70	1938.70	0.956	1853	3.61		3.0	3.43	12.38	18.57	49.20	49.20	6	2	30	0.61	43.12	0.35	0.58	45.17	44.97	
61-34	53.00	1938.70	1988.70	0.956	1901	3.60		3.0	3.50	12.67	19.00	49.90	48.65	1	2	30	0.61	43.12	0.35	0.59	44.97	44.87	
34-34	62.00	1988.70	2050.70	0.956	1963	3.59		3.0	3.63	13.03	19.55	48.65	48.18	8	2	30	0.61	43.12	0.35	0.59	44.87	44.56	
94-104	67.00	2050.70	2116.60	0.956	2025	3.58		3.0	3.75	13.43	20.15	48.18	47.50	10	2	30	0.61	43.12	0.35	0.60	44.56	44.42	
64-77	58.50	0	58.50	0.956	56	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.00	49.19	0	11	20	1.09	34.24	0.55	0.90	45.10	47.46	
70-71	56-52	58.50	117.0	0.956	112	3.6		1.5	1.5	5.7	8.55	49.19	49.33	-2	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	47.46	47.22	
71-36	64-50	117.0	161.50	0.956	174	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.33	49.30	4	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	47.22	46.76	
64-65	60.00	0	60.0	0.956	57	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	48.65	48.65	-3	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	47.55	47.31	
65-66	60	60	120	0.956	115	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	48.65	49.10	-4	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	47.31	47.07	
66-96	63	301.50	364.50	0.956	348	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.10	48.82	4	9	20	0.29	31.10	0.50	0.84	46.96	46.39	
94-25	60	0	60	0.956	57	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	48.18	46.25	-1	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	47.08	46.64	
95-96	60	60	120	0.956	115	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	48.25	46.62	-10	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	46.84	46.65	
96-109	69	484.50	553.50	0.956	529	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	46.82	46.57	4	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	46.39	46.11	
110-109	30	0	30	0.956	29	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	48.00	46.57	-6	10	20	1.04	32.67	0.52	0.87	46.90	46.60	
109-109	60	583.50	643.50	0.956	615	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	48.00	47.00	26	10	20	1.04	32.67	0.52	0.87	46.11	45.51	
108-106	60	643.50	703.50	0.956	673	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	47.00	47.30	-8	10	20	1.34	32.67	0.52	0.87	45.51	44.91	
107-106	22	0	22	0.956	21	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	47.05	47.50	-20	37	20	1	63	8.2	1.42	45.55	44.73	

TABLE DE CALCULO HIDRAULICO

TRAMO	LONGITUDES (m)			DENSIDAD (kg/m ³)	POBLACION (hab)	CORTE DE KANON	CAUDALOS (LTS/SEG)					COTAS DE TERRENO		ANCHO (m)	PROFUNDIDAD (m)	CONDICIONES DE TUBO LLENO	VELOCIDADES DE TRABAJO				COTAS DE PLANTILLA		OBSERVACIONES
	PRIMA	TRIBUTARIA	ACUMULADA				MINIMO	MEDIO	MAXIMO INSTANTANEO	MAXIMO ENTORNO	INICIAL	FINAL	INICIAL				FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	
106-105	51	2844.16	2895.10	0.956	2768	3.47		3.0	5.13	17.80	26.70	47.50	46.88	12	2	36	0.716	81.20	0.32	0.64	44.42	44.32	
105-104	60	2895.10	2955.10	0.956	2625	3.46		3.0	5.23	18.10	27.13	48.38	48.56	-26	2	36	0.716	81.25	0.32	0.64	44.32	44.20	
26-42	65	350.20	435.20	0.956	416	3.6		3.0	3.0	11.4	17.10	51.51	50.81	8	9	30	1.299	92	0.58	0.96	50.25	49.58	
42-42	44.70	435.20	475.90	0.956	459	3.6		3.0	3.0	11.4	17.10	50.81	50.45	7	9	30	1.298	92	0.58	0.96	49.58	49.18	
42-49	46.90	479.90	526.80	0.956	504	3.6		3.0	3.0	11.4	17.10	50.49	50.38	3	2	30	0.61	43.12	0.35	0.57	49.18	49.28	
49-57	53.90	526.80	580.70	0.956	555	3.8		3.0	3.0	11.4	25.65	50.38	50.23	3	2	30	0.61	43.12	0.35	0.63	49.08	48.97	
57-58	55.30	580.70	636	0.956	608	3.6		3	3	11.4	17.10	50.23	50.09	2	3	30	0.75	53.01	0.39	0.667	48.57	48.80	
58-72	54.00	634	690	0.956	660	3.6		3	3	11.4	25.65	50.39	49.95	3	2	30	0.612	43.12	0.35	0.63	48.30	48.65	
72-73	54.40	690	744.40	0.956	712	3.6		3	3	11.4	17.10	49.35	49.78	3	3	30	0.75	53.01	0.39	0.667	48.59	48.52	
73-37	56.70	744.40	801.10	0.956	766	3.8		3	3	11.4	17.10	49.78	49.60	3	3	30	0.75	53.01	0.39	0.667	48.52	48.35	
87-97	39.10	801.10	840.20	0.956	803	3.8		3	3	11.4	17.10	49.00	49.51	2	3	30	0.75	53.01	0.39	0.667	48.35	48.23	
97-111	86.60	840.20	926.90	0.956	886	3.8		3	3	11.4	25.65	49.51	49.29	2.5	3	30	0.75	53.01	0.39	0.74	48.23	47.97	
133-125	31.40	0	31.40	0.956	30	3.6		1.5	1.5	5.7	8.55	48.26	48.53	-8.5	4	20	0.66	27.73	0.38	0.63	47.10	46.57	
111-119	26.70	926.80	955.50	0.956	913	3.6		3	3	11.4	17.10	49.29	49.00	10	10	30	1.368	97	0.62	1.02	47.37	47.68	
118-125	56.80	955.50	1012.30	0.956	968	3.6		3	3	11.4	17.10	49.00	48.53	8	13	30	1.26	110	0.62	1.12	47.56	46.94	
26-36	79.00	0	79	0.956	76	3.6		1.5	1.5	5.7	8.55	52.38	50.73	10	10	20	1.04	32.67	0.52	0.87	50.41	49.62	
36-37	80	79	159	0.956	152	3.2		1.5	1.5	5.7	8.55	50.73	50.49	3	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	49.62	49.30	
37-38	42	159	201	0.956	192	3.6		1.5	1.5	5.7	8.55	50.49	50.30	5	5	20	0.74	23.28	0.41	0.66	49.30	49.09	
38-39	43.20	201	244.20	0.956	233	3.6		1.5	1.5	5.7	8.55	50.30	50.16	6	5	20	0.74	23.28	0.41	0.69	49.09	48.81	

Tabla de Cálculo Hidráulico

TRAMO	LONGITUDES (m)			DEBIDA DAD (m/s)	POTEN CIAL (m)	COEFTE DE RUBOR	V A S T O S (LTS/SEG.)					COTAS DE TERRENO		PRO FUND DAD (m)	CANT. DE TUBO	CONDICIONES DE TUBO LLENO		VELOCIDADES DE TRABAJO		COTAS DE PLANTILLA		OBSERVACIONES	
	PRIMA RIBUTARIA	ACUMULADA					INFLU TRACION	MINIMO	MEDIO	MAXIMO INSTAN TANEO	MAXIMO ESTADIS TICO	INICIAL	FINAL			VELOC. (m/seg)	POTEN (m)	VELOC. (m/seg)	POTEN (m)	INICIAL	FINAL		
39-46	45	244.20	289.20	0.956	276	3.6		3	3	11.40	17.10	50.06	49.80	6	11	30	1.5	106.03	0.68	1.11	48.27	48.33	
42-43	60.70	0	60.70	0.956	58	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	50.81	50.58	4	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	49.71	49.46	
43-44	60.50	60.70	121.20	0.956	116	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	50.58	50.24	9	10	20	1.04	32.17	0.52	0.87	49.46	48.95	
37-44	70.50	0	70.50	0.956	67	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	50.49	50.24	6	6	20	0.809	25.41	0.45	0.73	49.37	48.95	
44-45	46.10	191.70	237.80	0.956	227	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	50.04	49.56	4	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	48.85	48.66	
45-46	46.80	237.80	284.60	0.956	272	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.86	49.80	1	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	48.66	48.47	
46-53	49.50	573.80	623.30	0.956	596	3.8		3	3	11.40	17.10	49.80	49.52	2	2	30	0.611	43.12	0.35	0.57	48.33	48.23	
49-50	52.10	0	52.10	0.956	50	3.6		1.5	1.5	5.7	8.55	50.38	50.24	2	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	49.28	49.07	
50-51	53	52.10	105.10	0.956	100	3.6		1.5	1.5	5.7	8.55	50.26	50.03	4	6	20	0.93	29.22	0.49	0.81	49.07	48.64	
44-51	54	0	54	0.956	52	3.6		1.5	1.5	5.7	8.55	50.04	50.05	0	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	48.55	48.72	
51-52	47.80	159.90	206.90	0.956	198	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	50.05	49.99	3	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	48.64	48.44	
52-53	46.70	206.90	253.60	0.956	242	3.3		1.5	1.5	5.7	8.55	49.93	49.51	0	20	0.87	27.33	0.46	0.77	46.44	46.11		
54-63	54.40	934.10	988.50	0.956	945	3.8		3	3	11.40	17.10	49.79	49.70	2	2	30	0.61	43.12	0.35	0.57	48.00	47.89	
53-54	57.20	876.90	934.10	0.956	893	3.8		3	3	11.40	17.10	49.92	49.77	2	2	30	0.61	43.12	0.35	0.57	46.11	46.00	
63-62	55	928.90	1043.90	0.956	998	3.8		3	3	11.40	17.10	49.70	49.39	6	5	30	0.967	68	0.48	0.80	47.83	47.62	
58-59	58.50	0	58.50	0.956	56	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	50.07	49.52	3	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	48.99	48.76	
59-60	60	58.50	118.50	0.956	113	3.6		1.5	1.5	5.7	8.55	49.92	49.65	5	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	48.76	48.52	
60-61	61.50	118.50	180	0.956	172	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.50	49.50	2	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	48.52	48.27	
61-62	57.0	180	237	0.956	227	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.50	49.39	2	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	48.27	48.04	

04 TABLA DE CALCULO HIDRAULICO

TRAMO	LONGITUDES (m)			DENSIDAD (Kg/m ³)	POBLACION (HAB.)	CORTE DE HARMON	C A S T O S (LTS/SER.)					COTAS DE TERRENO		PROM. ALT. (m)	PROM. ALT. (m)	CANT. (m)	CONDICIONES DE TURO LLENO		VELOCIDADES DE TRABAJO		COTAS DE PLANTILLA		OBSERVACIONES
	PROPIA	TRIBUTARIA	ACUMULADA				MINIMO	MEDIO	MAXIMO INSTANTANEO	MAXIMO EXTRAORDINARIO	INICIAL	FINAL	VELOCIDAD (m/s)				VELOCIDAD (m/s)	INICIAL	FINAL				
62-76	55.10	1280.90	1336	0.956	1277	3.73		3	3	11.19	16.79	49.19	49.66	6	5	30	0.967	66	0.48	0.60	47.56	47.36	
76-77	55	1336	1391	0.956	1330	3.72		3	3	11.16	16.74	49.06	49.25	4	5	30	0.967	66	0.48	0.60	47.36	47.08	
73-74	76.52	0	76.50	0.956	73	3.8		1.5	1.5	5.7	8.35	49.78	49.40	5	5	20	0.74	23.5	0.41	0.68	48.68	48.19	
74-75	76.30	76.50	154.50	0.956	149	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.40	49.15	3	5	20	0.74	23.25	0.41	0.68	48.29	47.90	
75-77	76.00	154.50	232.50	0.956	222	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.15	48.65	4	5	20	0.74	23.15	0.41	0.68	47.90	47.51	
77-90	58.25	1623.50	1681.70	0.956	1608	3.66		3	3	10.98	16.47	48.65	48.72	2	5	30	0.967	66	0.48	0.60	46.79	46.80	
87-88	76.50	0	76.50	0.956	73	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.60	49.19	4	6	20	0.809	25.42	0.45	0.73	48.50	48.14	
88-89	79.52	76.30	156	0.956	149	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.29	49.10	4	6	20	0.809	25.42	0.45	0.73	48.64	47.36	
89-90	79.52	156	235.50	0.956	225	3.8		1.5	1.5	5.7	8.35	49.00	48.72	4	6	20	0.809	25.42	0.45	0.73	47.56	47.28	
90-100	35.20	1917.20	1952.40	0.956	1866	3.61		3.0	3.45	12.45	18.68	48.72	48.72	0	5	30	0.967	66	0.48	0.60	46.79	46.61	
97-98	76.52	0	76.50	0.956	73	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.51	49.22	4	6	20	0.809	25.42	0.45	0.73	48.41	47.95	
98-99	76.75	76.50	155.25	0.956	148	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.12	48.93	4	6	20	0.809	25.42	0.45	0.73	47.95	47.48	
99-100	78.0	155.25	233.25	0.956	223	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	48.19	48.72	3	6	20	0.809	25.42	0.45	0.73	47.48	47.01	
100-101	26.90	2185.65	2212.55	0.956	2115	3.57		3.0	3.92	13.99	20.99	48.72	48.46	10	4	30	0.967	66	0.48	0.65	46.61	46.48	
101-114	59.80	2212.55	2272.35	0.956	2172	3.56		3.0	4.02	14.31	21.47	48.46	48.17	5	5	30	0.967	66	0.48	0.65	46.48	46.18	
111-112	79.50	0	79.50	0.956	76	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	49.29	48.73	7	7	20	0.87	27.33	0.46	0.77	48.19	47.63	
112-113	79.50	79.50	159	0.956	152	3.8		1.5	1.5	5.7	8.35	48.73	48.25	6	7	20	0.87	27.33	0.46	0.77	47.63	47.07	
113-114	79.50	159.0	238.50	0.956	228	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	48.25	48.17	1	7	20	0.87	27.33	0.46	0.77	47.07	46.61	
114-121	29.40	2510.85	2540.25	0.956	2428	3.52		3	4.49	15.83	23.74	48.17	48.20	-1	5	30	0.967	66	0.48	0.68	46.18	46.03	

TABLA DE CALCULO HIDRAULICO

TRAMO	LONGITUDES (m)			DENSIDAD (GRAM)	POBLACION (HAB)	COEF. DE FROTAM.	P A S T O S (LTS/SEG)				COTAS DE TERRENO		PAC. DE 30' (LTS/SEG)	PAC. DE 60' (LTS/SEG)	CANT. DE TUB. (CM)	CONDICIONES DE TUBO LLEDO		VELOCIDADES DE TRABAJO		COTAS DE PLANTILLA		OBSERVACIONES	
	PROPIA	TRIBUTARIA	ACUMULADA				INFLU. TRACON	MINIMO	MEDIO	MAXIMO INSTANTANEO	MAXIMO MEDIANO	INICIAL				FINAL	VELOC. (M/SEG)	PRES. (M/SEG)	VELOC. (M/SEG)	PRES. (M/SEG)	INICIAL		FINAL
116-119	77.25	0	77.25	0.956	74	3.6		1.5	1.5	5.7	6.35	45.0	46.17	4	7	20	0.67	27.23	0.46	0.77	47.35	47.36	
119-120	76.20	77.25	153.45	0.956	150	3.6		1.5	1.5	5.7	6.35	45.17	46.40	3	7	20	0.67	27.23	0.46	0.77	47.36	46.35	
120-121	79.50	156.75	236.25	0.956	226	3.8		1.5	1.5	5.7	6.35	46.42	46.20	3	7	20	0.67	27.23	0.46	0.77	46.23	46.24	
121-128	56.10	2776.20	2834.60	0.956	2710	3.48		3	3	17.47	24.21	49.20	46.75	3	20	30	1.934	158	0.77	1.40	46.13	44.67	
125-126	81.00	1043.70	1124.70	0.956	1075	3.75		3	3	11.34	17.13	46.33	46.26	3	5	20	0.967	69	0.78	1.20	46.94	46.34	
126-127	79.50	1124.70	1204.20	0.956	1151	3.74		3	3	11.48	16.92	46.28	46.10	3	5	20	0.967	69	0.49	0.80	46.14	46.14	
127-128	79.50	1204.20	1283.70	0.956	1227	3.74		3	3	11.22	16.83	46.10	46.05	2	10	30	1.068	97	0.62	1.23	46.14	45.34	
39-41	25.20	0	25.20	0.956	24	3.6		1.5	1.5	5.7	6.35	45.16	46.18	4	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	46.96	46.66	
41-47	46.71	25.50	72.20	0.956	69	3.6		1.5	1.5	5.7	6.35	50.26	50.35	5	4	20	0.66	20.73	0.33	0.63	46.30	46.67	
47-55	46.80	72.20	119	0.956	114	3.6		1.5	1.5	5.7	6.35	51.5	49.79	6	10	20	1.4	30.67	0.52	0.67	46.17	46.22	
55-64	52.20	119	171.20	0.956	164	3.6		1.5	1.5	5.7	7.10	49.79	49.65	3	10	20	1.4	30.67	0.52	1.03	46.13	47.69	
64-67	51.00	171.20	222.20	0.956	212	3.6		1.5	1.5	5.7	6.35	49.65	49.55	2	10	20	1.4	30.67	0.52	0.67	47.69	47.37	
62-65	42	0	42	0.956	40	3.6		1.5	1.5	5.7	6.35	49.35	49.40	0	10	20	1.02	41.47	0.59	1.03	46.24	47.57	
65-67	22.50	42	64.50	0.956	62	3.6		1.5	1.5	5.7	6.35	49.40	49.55	1	10	20	1.04	30.67	0.50	0.57	47.57	47.34	
69-68	57.75	0	57.75	0.956	55	3.6		1.5	1.5	5.7	6.35	49.20	48.23	0	5	20	0.74	23.25	0.41	0.68	46.10	47.21	
66-67	57	57.75	114.75	0.956	110	3.6		1.5	1.5	5.7	6.35	49.21	49.35	4	5	20	0.74	23.25	0.41	0.68	47.71	47.42	
67-66	15.50	401.45	416.95	0.956	399	3.6		3	3	11.40	17.10	46.55	49.30	0	10	30	1.368	97	0.62	1.02	47.17	47.12	
66-79	61.60	416.95	478.55	0.956	457	3.6		3	3	11.40	17.10	46.55	46.1	10	10	30	1.368	97	0.62	1.02	47.12	46.40	
81-80	60	0	60	0.956	57	3.6		1.5	1.5	5.7	6.35	46.10	46.90	0	4	20	0.66	20.73	0.38	0.63	47.40	47.16	

TABLA DE CALCULO HIDRAULICO

TRAMO	LONGITUDES (m)			DENSIDAD (TRAMO)	POBLACION (HAB.)	CORTE DE HERRON	VELOCIDADES (M/S)				COTAS DE TUBERO		PUNTO DE ENTRADA	PUNTO DE SALIDA	CANTIDAD DE TUBO	CONDICIONES DE TUBO LLENO				VELOCIDADES DE TRABAJO			COTAS DE PLANTILLA		OBSERVACIONES
	PRIMA	TRIBUTARIA	ACUMULADA				INFLUENCIA	MINIMO	MEDIO	MAXIMO	MAXIMO	INICIAL				FINAL	PROFUNDIDAD	CORTE	VELOCIDAD	VELOCIDAD	VELOCIDAD	VELOCIDAD	INICIAL	FINAL	
80-79	55.00	60	235.30	0.956	110	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	46.90	46.13	0	10	20	1.04	32.17	0.62	0.67	47.34	46.02			
79-62	57	594.05	651.05	0.956	222	3.8		3	3	11.40	17.10	46.91	46.94	-1	11	31	1.068	97	0.62	0.62	46.01	45.53			
64-63	56.00	0	56.00	0.956	56	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	46.93	46.80	-1	6	20	0.959	25.42	0.45	0.73	47.23	46.61			
63-62	60	56.50	112.50	0.956	113	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	46.82	46.16	-3	16	20	1.04	32.67	0.62	0.67	46.80	46.27			
77-76	57	0	57	0.956	54	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	46.93	46.91	-1	13	20	1.07	37.09	0.62	0.67	47.45	46.69			
76-62	56.00	57	112.00	0.956	110	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	46.90	46.91	-1	15	20	1.02	41.22	0.57	0.62	46.19	46.02			
61-62	65.00	665.15	950.15	0.956	409	3.8		3	3	11.40	17.10	46.91	46.81	2	10	31	1.068	97	0.62	0.62	46.03	45.17			
94-13	60	0	60	0.956	57	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	46.16	47.41	17	6	20	0.93	29.22	0.45	0.61	46.65	46.22			
93-92	56.50	60	116.50	0.956	113	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	47.17	46.81	-10	10	20	1.04	32.67	0.62	0.67	46.21	45.61			
90-91	72	0	72	0.956	69	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	46.72	46.67	-1	10	20	1.04	32.17	0.62	0.67	47.22	46.50			
91-90	72	72	144	0.956	136	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	46.80	46.81	6	15	20	1.06	40.13	0.67	0.62	46.50	45.40			
50-104	65.50	1213.15	1278.65	0.956	3222	3.74		3	3	11.22	16.43	46.41	46.44	5	11	30	1.068	97	0.62	0.61	46.17	44.52			
101-102	55.50	0	55.50	0.956	53	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	46.46	46.17	5	13	20	1.04	37.34	0.59	0.59	46.94	46.14			
102-103	60	55.50	115.50	0.956	110	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	46.17	46.13	1	13	20	1.04	37.34	0.59	0.59	46.24	45.46			
103-104	63	115.50	176.50	0.956	171	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	46.13	46.46	-1	13	20	1.15	37.34	0.59	0.59	45.46	44.14			
104-117	70.25	4412.15	4485.45	0.956	4291	3.91		3.16	7.35	24.31	39.47	46.46	47.65	11	11	45	0.62	60.11	0.31	0.57	44.21	3.00			
114-115	75.00	0	75.00	0.956	72	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	46.17	47.96	6	16	20	1.12	41.47	0.59	0.63	46.07	45.77			
115-116	75	75	150	0.956	143	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	47.09	47.80	-3	6	20	0.93	29.22	0.45	0.62	46.77	45.17			
116-117	75	150	225	0.956	215	3.8		1.5	1.5	5.7	8.55	47.03	47.65	2	6	20	0.93	29.22	0.45	0.62	45.17	44.57			

50

TABLA DE CALCULO HIDRAULICO

TRAMO	LONGITUDES (m)			DENSIDAD (kg/m ³)	POBLACION (hab.)	COCIENTE DE RENDIMIENTO	ESTADOS (LTS/SEG.)				COTAS DE TERRENO		PROM. PENTE (%)	PROM. PENTE (‰)	LONG. (m)	CONDICIONES DE TUBO LLENO		VELOCIDADES DE TRABAJO		COTAS DE PLANTILLA		OBSERVACIONES	
	PROPIA	TRIBUTARIA	ACUMULADA				VAPORACION	MINIMO	MEDIO	MAXIMO HORARIO	MAXIMO ESTACIONARIO	INICIAL				FINAL	DIAMETRO (mm)	VELOCIDAD (m/seg.)	VELOCIDAD (m/seg.)	INICIAL	FINAL		
117-124	40.90	4713.45	4754.35	0.956	15.45	3.28	0.025	4.21	6.42	27.62	41.43	47.15	47.65	-5	1.2	45	0.12	96.61	0.31	0.59	44.10	44.69	
121-122	62.50	0	62.50	0.956	79	3.6		1.5	1.5	5.7	6.55	46.10	47.72	6	10	20	1.4	32.67	0.52	0.67	46.30	45.64	
122-123	62.50	62.50	125.00	0.956	158	3.6		1.5	1.5	5.7	6.55	47.1	47.62	-1	6	20	0.13	25.22	0.43	0.61	47.14	44.96	
123-124	62.50	125	247.50	0.956	237	3.6		1.5	1.5	5.7	6.55	47.62	47.61	-0.1	6	20	0.93	29.22	0.5	0.71	44.96	44.12	
124-132	76	5261.85	5279.35	0.956	4894	3.24	0.046	4.5	6.99	29.31	43.96	47.65	47.43	1	11.2	40	0.02	96.61	0.31	0.61	44.02	41.15	
126-128	63.75	0	63.75	0.956	63	3.6		1.5	1.5	5.7	6.55	46.05	47.55	6	6	20	0.059	20.42	0.45	0.73	56.55	46.16	
129-130	75	63.75	138.75	0.956	133	3.6		1.5	1.5	5.7	6.55	47.55	46.45	14	6	20	0.204	26.42	0.45	0.73	45.66	45.11	
130-132	75	138.75	213.75	0.956	124	3.6		1.5	1.5	5.7	6.55	46.45	46.1	2	6	20	0.07	25.42	0.45	0.73	45.22	44.76	
131-132	75	213.75	288.75	0.956	176	3.6		1.5	1.5	5.7	6.55	46.30	47.3	-15	6	20	1.205	21.42	0.45	0.73	44.76	44.15	
132-141	41.60	5368.69	5410.29	0.956	5172	3.23	0.036	4.79	9.19	30.94	46.47	47.43	46.13	31	11.2	40	0.01	96.61	0.31	0.61	43.76	43.91	
141-140	75.50	5410.20	5485.70	0.956	5242	3.23	0.043	4.85	9.70	31.17	46.37	46.13	46.16	-0.4	11.2	45	0.02	96.61	0.31	0.61	43.66	43.52	
140-136	79.20	5485.70	5564.90	0.956	5316	3.22	0.049	4.92	9.94	31.66	47.33	46.16	46.06	1	11.2	45	0.02	96.61	0.31	0.61	43.22	43.72	
135-136	61	5560.20	5641.20	0.916	5393	3.21	0.050	4.97	9.91	32.04	47.05	46.16	47.33	-4	11.1	45	0.02	96.61	0.31	0.61	43.72	43.12	
136-136	79.50	5641.20	5720.70	0.956	5849	3.21	0.049	5.06	10.13	32.50	49.78	47.35	47.42	-7	11.1	45	0.02	96.61	0.31	0.61	43.66	43.12	
137-136	21.50	0	21.50	0.956	21	3.6		1.5	1.5	5.7	6.55	47.63	47.12	0	20	30	1.934	137	0.62	1.06	44.37	44.50	
126-136	31.90	4118.30	4150.20	0.956	3966	3.14		3.68	7.35	24.55	36.63	46.15	47.94	4	20	30	1.134	137	0.77	1.12	44.87	44.13	
133-134	61.90	0	61.90	0.956	77	3.6		1.5	1.5	5.7	6.55	46.26	46.26	1	11	20	1.09	34.44	0.35	0.40	47.10	46.12	
134-135	79.50	61.90	141.40	0.956	153	3.6		1.5	1.5	5.7	6.55	46.16	46.2	2	11	20	1.09	34.44	0.35	0.50	46.42	45.33	
135-136	79.35	160.50	240	0.956	229	3.6		1.5	1.5	5.7	6.55	46.01	47.1	1	11	20	1.09	34.44	0.35	0.50	45.73	44.45	

TABLA DE CALCULO HIDRAULICO

TRAMO	LONGITUDES (m)			DENSIDAD (mg/m ³)	COEF. DE FRICCION	G A S T O S (LTS/SEG)					COTAS DE TERRENO		CONDICIONES DE TUBO LLENO	VELOCIDADES DE TRABAJO				COTAS DE PLANTILLA		OBSERVACIONES					
	PROPIA	TRIBUTARIA	ACUMULADA			INICIAL	FINAL	MINIMO	MAXIMO	INSTANTANEO	ESTAD. MEDIO	ESTAD. MEDIO		INICIAL	FINAL	VELOC. TRABAJO	VELOC. TRABAJO	VELOC. TRABAJO	VELOC. TRABAJO		INICIAL	FINAL			
136-COLECTOR			10132.40	0.956	9657	2.97		6.97	17.94	53.26	79.92														
136-142	79.50	0	79.50				0.049					47.92	48.11	-1	1.2	45	0.62	96.61					43.52	43.42	
142-143	79.50	79.50	159.50				0.049					48.01	48.18	-2	1.2	45	0.62	96.61					43.42	43.22	
143-144	81.70	155	242.00				0.050					48.18	48.24	-1	1.2	45	0.62	96.61					43.32	43.22	
144-145	90.00	240.00	330.00				0.055					48.24	48.20	0.7	1.2	45	0.62	96.61					43.22	43.11	
145-146	90.00	330.00	420.00				0.055	9.24	18.49	54.91	82.37	48.20	48.20	0.0	1.1	45	0.62	96.61	0.38	0.69		43.11	43.00		
							0.546																		

3.4 DISEÑO HIDRAULICO DEL CARCAMO

Las condiciones topográficas de la Localidad obligan a utilizar una estación de bombeo, con accesorios especiales, para solucionar el desalojo de las aguas residuales de la población.

Lo anterior debido a que la cota de plantilla del colector es 43.00 con respecto al cuerpo receptor que tiene una elevación de 50.00

El diseño de la estación de bombeo consta de las siguientes partes:

- a) Canal de acceso y transición.
- b) Compuertas deslizantes.
- c) Rejillas para basura
- d) Canal desarenador.
- e) Vertedor.
- f) Cálculo del equipo de bombeo.

3.4.1 CANAL DE ACCESO Y TRANSICION

El canal de acceso es una estructura que tiene como finalidad recibir las aguas de desecho del colector y conducir las al canal desarenador, como se muestra en la Fig. III.2 (Canal de Acceso y Transición), de tal manera que permita un adecuado mantenimiento del mismo al permitir retirar la basura y arena que transportan las aguas negras.

Al diseñar este canal de acceso se tomará en consideración una compuerta deslizante que permita realizar la limpieza de las rejillas y el canal desarenador.

En cuanto a la velocidad del agua, es del rango de 0.30 a 0.40 m/seg Para el diseño se usará una velocidad de 0.36 m/seg según indican las normas para este tipo de diseño ⁽¹⁸⁾

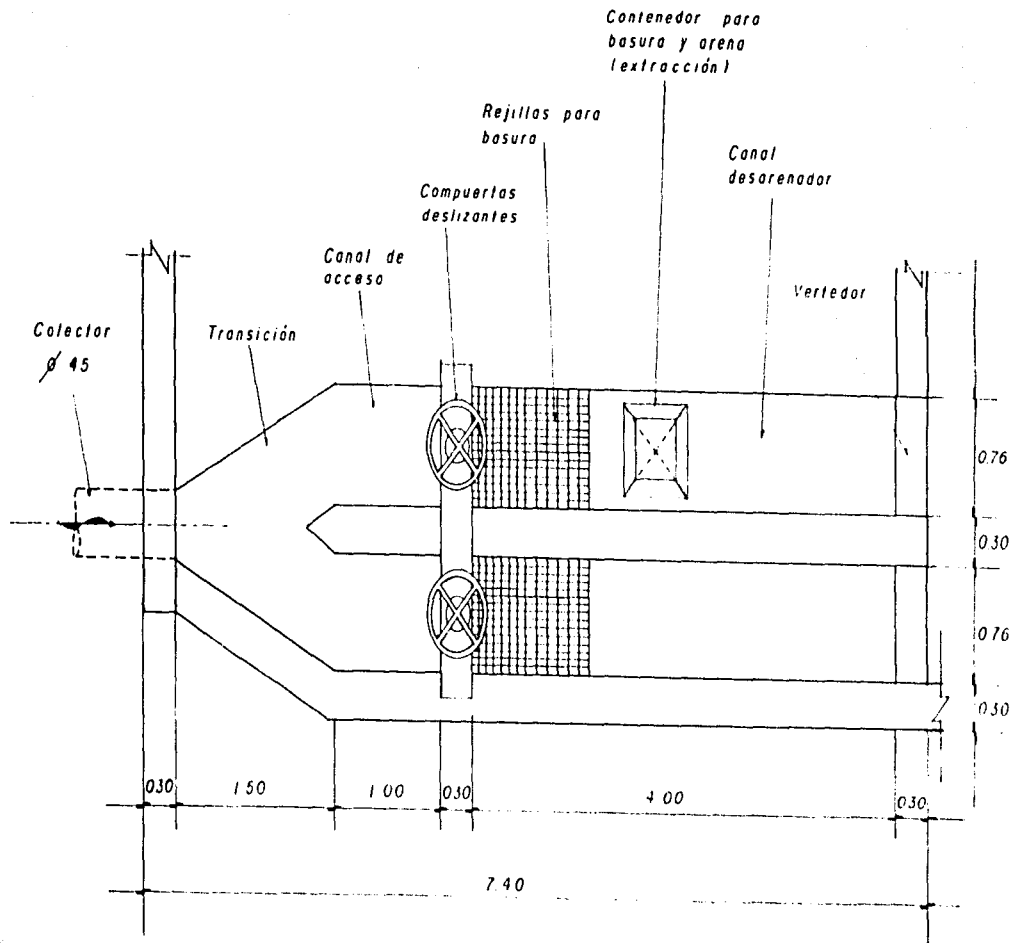


FIG. III.2 CANAL DE ACCESO Y TRANSICION Acol. en m

La sección del canal de acceso será rectangular debido a que las compuertas deslizantes que se ajustan a esta estructura son de esta forma, con un ancho de 76.20 cm., considerando las dimensiones comerciales de las mismas.

De la ecuación 2.11, de continuidad se tiene:

$$Q = A V$$

De la ecuación 2.10:

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

Sustituyendo 2.10 en 2.11:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots \dots \dots (3.1)$$

A partir de la ecuación 3.1 se calcula la relación $A R^{2/3}$

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A R^{2/3} \dots \dots \dots (3.2)$$

Donde: $n = 0.017$ coeficiente de fricción (concreto)

$Q = 0.082 \text{ m}^3/\text{seg}$ gasto máximo extraordinario

$S = 0.0005$ pendiente del canal de acceso

Sustituyendo valores en el primer miembro de 3.2:

$$\begin{aligned} \frac{Q n}{S^{1/2}} &= \frac{0.082 \times 0.017}{(0.0005)^{1/2}} \\ &= 0.06234 \end{aligned}$$

Para resolver el segundo miembro de la ecuación 3.2 se resolverá la tabla

III.3 (Tirante del Canal de Acceso), donde:

A = área de la sección del canal bt
 Pm = perímetro mojado b+2t
 R = radio hidráulico A/Pm

tirante t	área b t	perímetro mojado b + 2t	radio hidráulico R	R ^{2/3}	A R ^{2/3}
0.15	0.1143	1.062	0.10763	0.22626	0.02586
0.20	0.1524	1.162	0.13115	0.25814	0.03934
0.25	0.1905	1.262	0.15095	0.28350	0.05400
0.29	0.2210	1.342	0.16470	0.30040	0.06639
0.30	0.2286	1.362	0.16784	0.30427	0.06956
0.35	0.2267	1.462	0.18242	0.32165	0.08578
0.40	0.3048	1.562	0.19513	0.33642	0.10254
0.45	0.3429	1.662	0.20632	0.34916	0.11973

TABLA III.3 TIRANTE DEL CANAL DE ACCESO

Con base a los resultados de la tabla III.3 los parámetros hidráulicos que satisfacen el factor de sección $AR^{2/3}$ de la ecuación 3.2 son:

t = 0.29 m. tirante del canal de acceso
 b = 0.762 m. ancho del canal de acceso
 S = 0.0005 pendiente del canal de acceso
 A = 0.2210 área del canal de acceso
 R = 0.1647 radio hidráulico de acceso

Verificando la velocidad del agua con la ecuación 2.10 y el tirante de 0.29 m.

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

$$= \frac{1}{0.017} (0.3004) (0.0005)^{1/2}$$

V = 0.39 m/seg la cual se acepta por estar dentro del rango recomendable.

Cálculo del gasto aplicando la ecuación 3.1:

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

$$Q = \frac{0.221}{0.017} (0.3004) (0.02236)$$

$$Q = 0.087 \text{ m}^3/\text{seg} > Q = 0.082 \text{ máx. extr.}$$

TRANSICION

Una transición es una estructura colocada entre dos canales de forma o área transversal diferentes para transferir el flujo en forma suave y con baja pérdida de carga.

La longitud de la transición que produce una estructura con flujo suave, con baja pérdida de carga, se obtiene para un ángulo de unos 12.5° entre el eje del canal y las líneas de intersección de la superficie del agua con los lados del canal.

Para obtener una adecuada longitud de transición del colector hacia el canal de acceso, el cual será rectangular, se uso la siguiente fórmula⁽¹⁹⁾:

$$L = \frac{(T_2 - T_1)}{2 \operatorname{Tg} 12.5^\circ} \dots \dots \dots (3.3)$$

Donde: L = longitud de transición
 T_2 = ancho del canal de acceso
 T_1 = ancho del colector

Sustituyendo:

$$L = \frac{0.762 \text{ m} - 0.45 \text{ m.}}{2 \operatorname{Tg} 12.5^\circ}$$
$$= \frac{0.312 \text{ m.}}{0.4434}$$
$$L = 0.71 \text{ m.}$$

Para evitar un cambio brusco en el cambio de sección circular a sección rectangular se propone una longitud de transición de 1.5 m.

3.4.2 COMPUERTAS DESLIZANTES

El diseño de las compuertas permitirán llevar a cabo la limpieza del área de rejillas alternadamente, es decir, se permitirá el paso del agua por un canal desarenador mientras se cierra la compuerta del otro canal de manera que se permita su limpieza.

Para la adecuada selección de las compuertas se tomaron en cuenta los siguientes factores:

- a) El gasto máximo extraordinario, (0.082 m³/seg)
- b) La fuerza hidrostática que actúa en la compuerta
- c) El tirante a la entrada del canal desarenador, (0.29m)
- d) El diámetro del colector, (0.45m)
- e) El ancho del canal de acceso, (0.762m).

Con los datos del ancho del canal de acceso y el tirante a la entrada del canal desarenador, los fabricantes proporcionan diversos modelos de compuertas deslizantes que se conforman a las necesidades hidráulicas del cárcamo propuesto⁽²⁰⁾.

Con los datos anteriores se seleccionó la compuerta deslizante modelo CD-102 con las siguientes características:

ancho	762 mm
altura	762 mm
espesor	110 mm
peso	187 Kg

CALCULO DEL MECANISMO DE ELEVACION DE LA COMPUERTA.

Los fabricantes proporcionan para estas compuertas diversos mecanismos para la elevación de las mismas.

En éste proyecto se usará un mecanismo de pedestal manual de simple reducción de volante para la elevación de la compuerta.

Para la adecuada elección de la capacidad del mecanismo apropiado es necesario conocer la fuerza hidrostática que actúa en la compuerta; multiplicar ésta por un coeficiente de fricción (para fierro con fierro el fabricante lo propone de 0.35); sumarle el peso de la compuerta y por último, sumarle el peso del vástago (mecanismo de elevación).

Para obtener la fuerza hidrostática es necesario conocer la fuerza de izaje total que está constituida por una fuerza estática y una dinámica.

Cálculo de la fuerza de izaje.

La fuerza estática se calculó con la fórmula siguiente⁽²¹⁾:

$$H = 0.6 A P \dots\dots\dots (3.4)$$

Donde:

- H Fuerza estática de izaje, en toneladas.
- 0.6 Coeficiente que propone el autor.
- A Area de la compuerta que queda abajo del nivel del agua en m².
- P Presión media en el centro de gravedad del área sumergida de la compuerta, en ton/m².

Para calcular la presión hidrostática en una compuerta para cada punto que está en contacto con el agua, esta dada por la expresión:

$$P = \gamma h \dots\dots\dots (3.5)$$

Donde:

- P Presión, en Kg/m²
- γ Peso volumétrico del agua, en Kg/m³
- h Desnivel entre la partícula de agua que esté más alta y el punto considerado de la masa continua de agua, en m.

Sustituyendo valores en la fórmula 3.5 tenemos:

$$\begin{aligned} P &= \gamma h \\ &= (1000 \text{ Kg/m}^3) (0.762\text{m}) \\ &= 762 \text{ Kg/m}^2 \\ P &= 0.762 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Calculando el área de la compuerta a su máxima capacidad, sería:

$$A = (0.762\text{m}) (0.762)$$

$$A = 0.58 \text{ m}^2$$

Sustituyendo los valores anteriores en la fórmula 3.4:

$$H = 0.6 A P$$

$$= 0.6 \times 0.58\text{m}^2 \times 0.762 \text{ ton/m}^2$$

$$H = 0.265 \text{ ton.}$$

Calculo de la fuerza dinámica de izaje.

Una manera aproximada de calcular las fuerzas dinámicas es a través de la fórmula siguiente⁽²²⁾:

$$F_d = (K_o - K_u) B d \frac{\gamma}{g} \frac{V_s^2}{2} \dots\dots\dots (3.6)$$

En donde:

F_d Fuerza dinámica de izaje, en toneladas.

B Ancho de la compuerta, en m.

d Espesor de la compuerta, en m.

γ Peso específico del agua, en ton/m^3 .

V_s Velocidad del agua en la sección contracta de la vena líquida que sale de la compuerta, en m/seg.

K_o Coeficiente que se determina con la Fig. III.3 y que depende de la relación a/s_{max} , siendo "a" la abertura que se tenga y S_{max} la abertura máxima

K_u Usualmente vale cero para cálculos gruesos.

Ahora bien, la velocidad del agua V_s de la fórmula 3.6, puede calcularse con la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{Q}{B a \mu_c} \dots \dots \dots (3.7)$$

En donde:

- Q Gasto que sale por la compuerta, en m³/seg.
- B Ancho de la compuerta, en m.
- a Abertura de la compuerta, en m.
- μ_c Coeficiente que puede aceptarse vale 0.6

Sustituyendo valores:

$$V_s = \frac{0.082 \text{ m}^3/\text{seg}}{(0.762\text{m}) (0.762) 0.6}$$

$$V_s = 0.235 \text{ m/seg}$$

Para determinar el coeficiente K_o se uso la gráfica de la Fig. III.4 y se considero lo siguiente:

- a = 0.45 m., tirante máximo del colector
- $a_{m\acute{o}x}$ = 0.762m., abertura máxima de la compuerta

Por lo tanto:

$$\frac{a}{a_{m\acute{o}x}} = \frac{0.45}{0.762} = 0.59$$

lo que implica que $K_o = 0.86$

Para calcular la fórmula 3.6 (Fuerza Dinámica de Izaje), tenemos:

Datos:

$$K_o = 0.86$$

$$K_u = 0.0$$

$$B = 0.762 \text{ m.}$$

$$d = 0.110 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.0 \text{ ton/m}_3$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}_2$$

$$V_s = 0.235 \text{ m/seg}$$

$$\begin{aligned} F_d &= (K_o - K_u) B d \frac{\gamma}{g} \frac{V_s^2}{2} \\ &= 0.86 \times 0.762 \times 0.110 \times \frac{1}{9.81} \times \frac{(0.235)^2}{2} \\ &= 0.0002 \text{ ton} \end{aligned}$$

Para obtener la fuerza hidrostática sumamos las fuerzas estáticas y dinámicas, es decir, las fuerzas obtenidas con las fórmulas 3.4 y 3.6:

$$\begin{aligned} F_{\text{hidrostática}} &= H + F_d \\ &= 0.2652 \text{ ton} + 0.0002 \text{ ton} \\ &= 0.2652 \text{ ton} \\ F_{\text{hidrostática}} &= 265.20 \text{ kg} \end{aligned}$$

A esta fuerza que actúa en la compuerta el fabricante recomienda multiplicarla por su coeficiente de fricción (0.35), sumarle el peso de la compuerta y el peso del mecanismo de elevación:

$$F_{\text{izaje}} = 265.20 \text{ Kg} \times 0.35 + 187 \text{ Kg} + 75 \text{ Kg}$$

$$F_{\text{izaje}} = 355 \text{ Kg}$$

Con estos resultados se selecciona el mecanismo de elevación de las compuertas, para este diseño los fabricantes proporcionan el modelo MP - 118 que tiene las siguientes características:

Peso	75 Kg
Capacidad	550 Kg
Hilos/pulg	3.5
Long.vástago	762 mm
Altura total	762 mm
Ancho del volante	610 mm

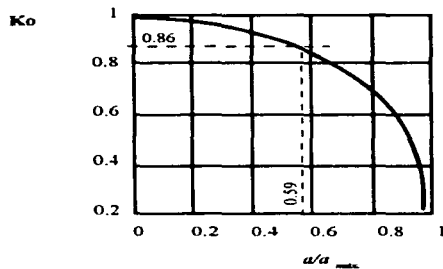
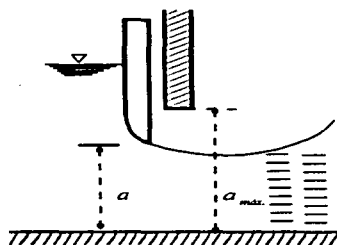


FIGURA III.3 GRAFICA Y ESQUEMA PARA EVALUAR K_o EN FUNCION DE $a/a_{máx.}$

3.4.3 REJILLAS PARA BASURA

Estas rejillas son una estructura que tienen por objeto la separación por intercepción de sólidos gruesos que contengan las aguas negras.

Estas rejillas son un dispositivo formado por barras de sección circular o rectangular, que permiten espacios abiertos entre ellas, en sentido vertical.

En este proyecto se proponen que las rejillas sean limpiadas manualmente y de barras rectangulares.

Las barras se colocarán verticalmente con una inclinación de 60° debido a que llevan limpieza manual.

Se debe verificar que la pérdida de carga en las barras nunca será mayor de 15 cm. y esta dada por la fórmula de Kirschmer: ⁽²³⁾

$$h = \beta (w/b)^{4/3} h_v \text{ sen } \theta$$

Donde:

- h Es la pérdida de carga, en m.
- β Es un factor que depende de la forma de la barra dado por Kirschmer de 2.42 para soleras rectangulares con aristas vivas.
- W Es el ancho máximo de la sección recta de las barras medidas en la dirección del flujo, en m.
- b Es el espaciamiento de las barras, en m.
- h_v Es la carga de velocidad del flujo que se aproxima a las barras, en m
- θ Es el ángulo de inclinación de las barras con la horizontal.

La separación conveniente entre las barras será, para rejillas limpiadas

manualmente, la siguiente:

$$2.5 \text{ cm} < \text{separación} < 5.0 \text{ cm}$$

Las dimensiones de la barra, éste caso, serán:

$$1/4" < \text{espesor} < 5/8"$$

$$5/8" < \text{largo} < 3"$$

Sustituyendo valores y proponiendo una sección de solera de $1/2" \times 3"$, con una separación de 3cm, tenemos:

Datos:

$$\beta = 2.42$$

$$w = 1.27 \text{ cm (0.127 m)}$$

$$b = 3 \text{ cm (0.03 m)}$$

$$v = 0.39 \text{ m/seg}$$

$$\theta = 60^\circ$$

$$h = 2.42 \times \left(\frac{0.0127}{0.03} \right)^{4/3} \times \left(\frac{(0.39)^2}{2 \times 9.81} \right) \times 0.866$$

$$= 0.0052 \text{ m}$$

$$h = 0.52 \text{ cm} < 15 \text{ cm}; \text{ propuesto por Kirschmer, por lo que se acepta la sección de solera propuesta.}$$

3.4.4 CANAL DESARENADOR

Esta estructura se diseñará para eliminar la arena que arrastran las aguas negras en suspensión, a la vez servirá para proporcionar protección al equipo contra la abrasión y evitar sedimentaciones en el canal de acceso.

A su vez, este canal de acceso se diseño para mantener una velocidad de las aguas negras del rango de 0.30 a 0.40 m/seg. Esta velocidad es propuesta por Camp apoyado en innumerables experimentos⁽²⁴⁾.

Para el diseño del tanque desarenador Velikanov propone un método basado en un tratamiento probabilístico para definir la longitud del canal, la fórmula al respecto es⁽²⁵⁾:

$$L = \frac{\lambda^2 V^2 (h - 0.2)^2}{7.51 w^2} \dots \dots \dots (3.9)$$

Donde:

- L Longitud del canal, en metros
- λ Es en función del grado de desarenamiento W, (Ver Figura III.4)
- V Velocidad del flujo, en m/seg.
- w Velocidad de sedimentación correspondiente a las partículas de cierto tamaño, de todas las partículas que pasan o se depositan en el canal, en m/seg. (Ver tabla III.4).

Para poder obtener λ se usa la curva propuesta por Velikanov de la Figura III.4En esta figura "W" denota la relación del volumen de sedimento que se cree se va a asentar, el autor recomienda dar a W algún valor entre el 95 y 98 por ciento y nunca el 100%.

(24) Manual de Diseño de Obras Civiles, Op.Cit. p. 98
(25) Op.Cit. p. 105

Para nuestro canal desarenador usaremos una relación de remoción de 97%, lo que implica, viendo la Figura III.4, que λ es igual a 1.5

Para calcular la velocidad del agua Camp propone que:

$$V = \frac{a \sqrt{d}}{100} \dots \dots \dots (3.10)$$

Donde:

- V Velocidad del flujo, en m/seg.
- d Diámetro de las partículas que se seleccionó para valuar w (velocidad de sedimentación propuesta por Arkhangelski ⁽²⁶⁾ en mm.) Ver tabla III.4
- a Coeficiente dependiendo del diámetro de las partículas; se escogerá el valor correspondiente al diámetro de las partículas seleccionadas para valuar w. Camp recomienda las siguientes:

- a = 36, para $d > 1$ mm
- a = 44, para $1 \text{ mm} > d > 0.1 \text{ mm}$
- a = 51, para $0.1 \text{ mm} > d$

El canal desarenador se diseño para detener partículas en suspensión mayores de 1 mm de diámetro, lo cual implica que:

$$a = 36 \text{ cm/seg. para } d > 1 \text{ mm}$$

Sustituyendo estos datos en la fórmula 3.10:

$$V = \frac{36 \sqrt{1}}{100}$$

$$V = 0.36 \text{ m/seg.}$$

Ahora bien, de la Tabla III.4 que propone Arkhangel'ski se tiene que para $d = 1$ mm, $w = 9.44$ cm/seg.

En resumen; para calcular la fórmula 3.9 tenemos:

Datos: $\lambda = 1.5$
 $V = 0.36$ cm/seg.
 $h = 0.75$ m (tirante en el canal).
 $w = 9.44$ cm/seg.

Sustituyendo en la fórmula 3.9:

$$\begin{aligned} L &= \frac{\lambda^2 V^2 (\sqrt{h} - 0.2)^2}{7.51 w^2} \\ &= \frac{(1.5)^2 (0.36)^2 (\sqrt{0.75} - 0.2)^2}{7.51 (0.0944)^2} \\ &= \frac{2.25 \times 0.1296 \times 0.4436}{7.51 \times 0.0089} \\ &= \frac{0.1293}{0.0667} \\ L &= 2.00 \text{ m.} \end{aligned}$$

Tabla III.4 Velocidades de sedimentación, w , que propone Arkhangel'ski, en función del diámetro d de las partículas.

d, en mm	w, en cm/s
0.05	0.178
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.440
2.00	15.290
3.00	19.250
5.00	24.900

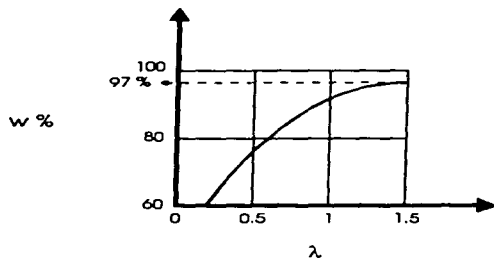


FIG. III.4 Gráfica que propone Velikanov para relacionar: λ y W

3.4.5 VERTEDEDOR

Al final del canal desarenador se propone un vertedor sin contracciones laterales de forma rectangular, considerando que la compuerta es de ésta sección.

En este proyecto se presenta el diseño de un vertedor de cresta ancha, es decir, es un vertedor con una cresta horizontal o casi horizontal. En este tipo de vertedor de cresta ancha su sección transversal es rectangular, tiene caras verticales y bordes agudos en ángulos rectos. Ver Fig. III.5

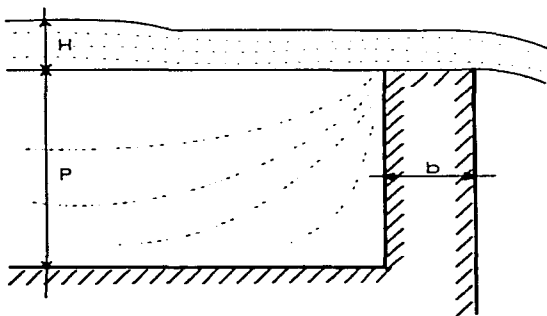


FIG. III.5 Vertedor de Cresta Ancha

Cuando la carga H en el vertedor, llega a ser entre una a dos veces su espesor b , la lámina salta libremente y el vertedor actúa como vertedor de cresta aguda. Considerando este criterio, tenemos los siguientes datos:

$$H = 0.29 \text{ m.}$$

$$b = 0.30 \text{ m.}$$

Como $H < b$ el vertedor se diseñó como un vertedor de Cresta ancha.

El gasto sobre un vertedor de cresta ancha se expresa con la ecuación siguiente:

$$Q = C L H^{3/2} \dots\dots\dots (3.11)$$

Donde:

- Q Gasto del vertedor, en pies³/seg.
- C Coeficiente de descarga
- L Longitud efectiva de la cresta, en pies
- H Carga medida (tirante de flujo encima de la elevación de la cresta), en pies.

La carga H se debe medir, por lo menos, a 2.5 H aguas arriba del vertedor, para que esté más allá de la caída en la superficie del agua cerca del vertedor.

La longitud efectiva de la cresta se revisará tomando en cuenta el ancho de las compuertas de 0.762 m.

El valor del coeficiente de descarga "C" propuesto por King⁽²⁸⁾ es de 2.99

Sustituyendo valores en la ecuación 3.11 tenemos:

Datos:

$$\begin{aligned} H &= 0.29 \text{ m.} = 0.95 \text{ pies} \\ L &= 0.762 \text{ m.} = 2.50 \text{ pies} \\ C &= 2.99 \\ Q &= C L H^{3/2} \\ &= 2.99 \times 2.50 \times (0.95)^{3/2} \\ &= 6.92 \text{ pies}^3/\text{seg} > Q_{\text{máx. extra}} = 0.082 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

Por lo anterior, se aceptan los datos del vertedor.

El tirante del vertedor se obtiene a partir de la ecuación 3.11:

$$\begin{aligned}t_v &= \left(\frac{Q}{C L} \right)^{2/3} \\ &= \left(\frac{2.89 \text{ pies}^3/\text{seg}}{2.99 \times 2.50 \text{ pies}} \right) \\ t_v &= 0.5307 \text{ pies} = 0.162 \text{ m.}\end{aligned}$$

Para la altura de la pared se propone que sea mínimo de 3 t_v , que para nuestro caso es la profundidad del canal desarenador.

$$p = 3 \times 0.162 \text{ m.} = 0.50 \text{ m.}$$

3.4.6. CALCULO DEL EQUIPO DE BOMBEO

Para desalojar las aguas negras del cárcamo, es necesario utilizar un equipo de bombeo de acuerdo con los requerimientos de gasto y carga que se necesitan.

El equipo de bombeo se diseñará para el gasto máximo extraordinario (Q máx. extr.) que es de 82.37 litros/segundo

Capacidad del cárcamo: para calcular el volumen se utiliza la fórmula:

$$\text{Volumen} = Q \text{ máx. extr.} \times \text{tiempo de almacenamiento}$$

$$\text{Volumen} = 0.08237 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} \times 20 \text{ min} \times 60 \frac{\text{seg}}{\text{min}} = 98.844 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen} = 99.00 \text{ m}^3 \text{ para fines prácticos.}$$

Cálculo del diámetro del tubo de salida:

$$Q = A \times V$$

$$A = \frac{Q}{V}$$

Para una sección circular:

$$A = \frac{Q}{V}$$

$$\frac{\pi D^2}{4} = \frac{Q}{V}$$

Despejando D.

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

Sustituyendo valores:

$$D = \sqrt{\frac{4(0.08237)}{\pi(0.69)}} = 0.389 \text{ m.} = 15.3''$$

$$D = 16'' \text{ (diámetro comercial)}$$

Se ha considerado utilizar dos bombas con una operación normal; es decir, trabajando en forma simultánea y alternadamente. Se estima que cada bomba ha de trabajar para un gasto de 41.2 lts/seg y una carga dinámica total que a continuación se determina:

CALCULO DE LA CARGA DINAMICA TOTAL (C.D.T.)

De acuerdo con el cálculo anterior se proponen dos bombas sumergibles con un tubo de elevación de 8 pulgadas cada una (200 mm).

Pérdidas por fricción en la descarga de la bomba hasta la ampliación 400 x 200 mm (16" x 8") ϕ

Para cálculo de las pérdidas se sigue el siguiente procedimiento:

para $D = 8''$ (200 mm) :

$$A = \pi (0.200)^2 / 4 = 0.031 \text{ m}^2$$

de la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.0412}{0.031} = 1.33 \text{ m/seg}$$

El coeficiente de rugosidad para una tubería de acero (n) se considera igual a 0.012

Aplicando la ecuación: ⁽²⁴⁾

$$h_f = \left[\frac{2.52 V n}{D^{2/3}} \right]^2 \times L \dots \dots \dots (3.12)$$

y de acuerdo con los datos indicados en el cuadro siguiente se tiene una longitud equivalente de 45.98 m.

Número de piezas y longitudes equivalentes de los elementos la descarga cárcamo - canal de aguas negras (La Compañía)

CONCEPTO	CANTIDAD	LONGITUD EQUIVALENTE ^{(25), (26)}	TOTAL
Codo a 90° de radio largo de 200 mm (8" ϕ)	1	4.44	4.44 m
Tubería de 200 mm (8" ϕ)	1	-	10.75 m
Codo a 90° de radio medio de 200 mm (8" ϕ)	1	5.56	5.56 m
Extremidad de 400 mm de longitud y 200 mm (8" ϕ)	2	-	0.80 m
Válvula Check de 200 mm (8" ϕ)	1	18.52	18.52 m
Válvula de compuerta de 200 mm (8" ϕ)	1	1.41	1.41 m
Ampliación de 400 x 200 mm (16" x 8" ϕ)	1	4.5	4.5 m
TOTAL			45.98 m

(25) Mecánica de los fluidos; Streeter/Wylie; McGraw Hill
 (26) Hidráulica; Samuel Trueba Coronel; CECSA

Sustituyendo los valores en la ecuación No. 3.12; tendremos:

$$hf = \left[\frac{2.52 \times 1.33 \times 0.012}{(0.0200)^{2/3}} \right]^2 \times 45.98 = 0.64 \text{ m.}$$

hf	= 0.64 m.
----	-----------

Cálculo de las pérdidas por fricción de la ampliación 400 x 200 mm (16" x 8") ϕ hasta el canal de aguas negras

CONCEPTO	CANTIDAD	LONGITUD EQUIVALENTE	TOTAL
Codo a 45° de 400 mm (16") ϕ	2	8.25	16.50 m
Tubería de 400 mm (16") ϕ	1	-	20.63 m
TOTAL			37.13 m

El diámetro de la tubería que conducirá las aguas residuales hasta el canal de aguas negras será de 16" (400 mm). Para éste caso se hace la consideración de que dos bombas estarán en operación; es decir, que dicha tubería estará capacitada para conducir un gasto máximo extraordinario de 82.37 lts/seg.

Para un conducto circular el área vale:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.4)^2}{4} = 0.126 \text{ m}^2$$

por continuidad, la velocidad es:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.08237}{0.126} = 0.65 \text{ m/seg}$$

Igualmente, $n = 0.012$ (tubería de acero)

Aplicando la ecuación No. 3.12, para determinar las pérdidas:

$$h_f = \left[\frac{2.52 \times 0.65 \times 0.012}{(0.4)^{2/3}} \right]^2 \times 37.13 = 0.05 \text{ m.}$$

$$h_f = 0.05 \text{ m}$$

Cálculo de las pérdidas por cambio de dirección:

CONCEPTO	CANTIDAD	LONGITUD EQUIVALENTE	TOTAL
Codo a 45° de 200 mm (8") ϕ	1	3.2	3.2 m
Tubería de 200 mm (8") ϕ	1	-	2.0 m
Carrete de 500 mm de longitud 200 mm (8") ϕ	1	-	0.50 m
TOTAL			5.70 m

para $D = 8" (200\text{m}) \phi$, tenemos: $A = 0.031 \text{ m}^2$

$$\text{por continuidad: } V = \frac{Q}{A} = \frac{0.0412}{0.031} = 1.33 \text{ m/seg}$$

$n = 0.012$ (tubería de acero)

Aplicando la ecuación No. 3.12; nos dá como resultado:

$$h_f = \left[\frac{2.52 \times 1.33 \times 0.012}{(0.2)^{2/3}} \right]^2 \times 5.70 = 0.08 \text{ m}$$

$$h_f = 0.08 \text{ m.}$$

RESUMEN DE PERDIDAS

- a) Pérdidas a la salida de la bomba hasta ampliación 400 x 200 mm (16" x 8") ϕ 0.64 m.
b) Pérdidas en el cambio de dirección para unión de descarga 0.08 m.
c) Pérdidas desde la ampliación 400 x 200 m (16" x 8") ϕ hasta la descarga al canal de aguas negras (La Compañía) 0.05 m.
d) Desnivel 11.50 m.
Carga dinámica TOTAL (C.D.T.) 12.27 \approx 13 m.

Determinación de la potencia de las bombas.

Utilizando la fórmula $P = \frac{Q (C.D.T.)}{76 N}$ (3.13)

donde:

- P = potencia de la bomba, en H.P.
Q = gasto por servir, en litros /seg
C.D.T. = carga dinámica total, en metros
N = eficiencia, en por ciento
76 = factor de homogeneidad de unidades

datos:

- Q = 0.0412 m³/seg = 41.2 lts/seg
C.D.T. = 13 m
N = 73 %

Sustituyendo en (3.13):

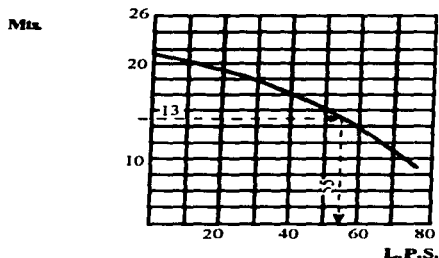
$$P = \frac{41.2 \times 13.0}{76 \times 0.73} = 9.65 \text{ H.P.} \approx 10 \text{ H.P.}$$

Los fabricantes de bombas consideran para 10 H.P. m. diámetro de descarga de la bomba de 150 mm BRIDA; (Modelo LG - 104 - 150), para adoptar este modelo se tendría que hacer una ampliación 200 mm x 150 mm (8" x 6") ϕ , lo cual aumenta las pérdidas por lo que se ha considerado adoptar el modelo LG - 154 - 200 uso pesado, el cual tiene las siguientes características:

Motor trifásico con protector térmico	15 H.P.	1750 RPM
Tensión	220/440 volts	
Diámetro de descarga	200 mm BRIDA	
Paso de esfera	90 mm	
Peso total	350 Kg	
Material	fierro gris	
Gasto	55 l.p.s. para C.D.T. = 13.0 m.	

El equipo de bombeo estará formado por tres bombas, cuya potencia será de 15 H.P., dos en operación en forma normal y alternada; y la tercera se instalará como un equipo de emergencia ⁽²⁷⁾

FIG. III.6 Gráfica del modelo LG - 154 -200, uso pesado.



(27) Termo Hidráulica, S.A., Impel Bombas sumergibles
 Tels. 563-9554, 563-9429, México, D.F.

para el gasto máximo extraordinario tenemos:

$$\text{Tiempo de vaciado} = \frac{\text{Volumen del cárcamo}}{Q_s - Q_e}$$

Q_s = gasto que saca la bomba

Q_e = gasto que entra al cárcamo

$$t = \frac{99\,000 \text{ litros}}{\left(55 \frac{\text{Lts}}{\text{seg}}\right) \times 2 - 82.37 \frac{\text{Lts}}{\text{seg}}} \cdot 60 \frac{\text{seg}}{\text{min}} = \frac{99\,000 \text{ Lts}}{1657.8 \frac{\text{Lts}}{\text{min}}}$$

$$t = 59.7 \text{ min.}$$

para el gasto mínimo tenemos:

$$Q_{\text{min.}} = 9.24 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Volumen almacenado en 100 minutos} = 0.00924 \times 100 \times 60 = 55.44 \text{ m}^3$$

$$\text{tiempo de vaciado} = \frac{55\,400 \text{ Lts.}}{\left(55 \frac{\text{Lts}}{\text{s}} - 9.24 \frac{\text{Lts}}{\text{seg}}\right) \cdot 60 \frac{\text{seg}}{\text{min}}} = \frac{55\,400 \text{ Lts}}{2745.60 \frac{\text{Lts}}{\text{min}}} = 20 \text{ min.}$$

para este gasto el agua permanece 1 hora 40 minutos en el cárcamo y se comienza a desalojar con una bomba, evitando con ésto la septicidad.

CAPITULO IV

PRESUPUESTO Y TIEMPO DE EJECUCION DE LA OBRA

4.1. OBJETIVO

Elaborar un catálogo de conceptos. Calcular el presupuesto de obra en base a la cuantificación de volúmenes. Obtener el tiempo de ejecución considerando una ruta crítica.

4.2. CONSIDERACIONES GENERALES

Se realizará el presupuesto para el sistema de alcantarillado sanitario tomando como base los conceptos de trabajo contenidos en el catálogo general de precios unitarios del estado de México⁽²⁸⁾. Los precios unitarios se actualizaron con fecha de Noviembre de 1995 ⁽²⁹⁾.

Los volúmenes y cantidades de obra para los diferentes conceptos de trabajo se cuantificarán de acuerdo a las siguientes características:

(28) Gobierno del estado de México
Comisión Estatal de agua y Saneamiento (CEAS).
Concentrado de precios unitarios de obra civil Sistema de precios unitarios.

(29) Manual de costos para constructores
Ing. Raúl González Meléndez
Centro de Precios Unitarios Prisma, S. A. de C. V.

Sondeos hechos en el lugar; revestimientos de calles (figura IV.1), tipo de material por excavar (figura IV.2), especificaciones para anchos de zanja ⁽³⁰⁾ profundidad de excavación de acuerdo al cálculo hidráulico, así como a los diámetros de tubería requeridos.

El número de conexiones domiciliarias se obtuvo de acuerdo al plano No. 1⁽³¹⁾ (anexo) y a la inspección directa debido a que se han incrementado tanto las calles como el número de lotes.

Las cuantificaciones y volúmenes de la obra se presentan en las tablas anexas al final de este capítulo (tabla de cantidades de obra)

Notas.

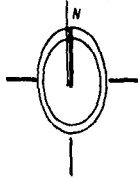
- Para el ajuste de precios unitarios se analizaron los costos de algunos conceptos
- Las profundidades de excavación y relleno se midieron tomando en cuenta las cotas de terreno natural, cotas de plantilla y espesores de cama. (figura IV.3).
- Para fines de acarreo, se consideran los siguientes bancos de materiales:

BANCO	MATERIAL	DIST. APROX. DE LA LOCALIDAD
"EL MILAGRO"	ARENAS Y GRAVAS	30 Km.
"COCOTITLAN"	TEZONTLE	15 Km.
"COCOTITLAN"	TEPETATÉ	15 Km.

(30) Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana. U.N.A.M. Facultad de Ingeniería. División de Ingeniería civil, Topográfica y Geodesica. Departamento de Ingeniería Sanitaria.

(31) GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO
Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas.
Dirección General de Desarrollo Urbano y Vivienda
CORETT Comisión para la Regularización de la Tenencia de la Tierra.

FIG. IV.1 REVESTIMIENTO DE CALLES Y TIPOS DE MATERIALES POR EXCAVAR



SIMBOLOGIA

CALLES REVESTIDAS



CALLES SIN REVESTIR



MATERIAL POR EXCAVAR: CLASE II

(ARCILLA COMPACTA)

MATERIAL CLASE II : MATERIALES ATACABLES
CON PICO, PALA, BARRETA, ETC.
(abundancia 10%.)

CARRERA CHALCO-MIRAFLORES

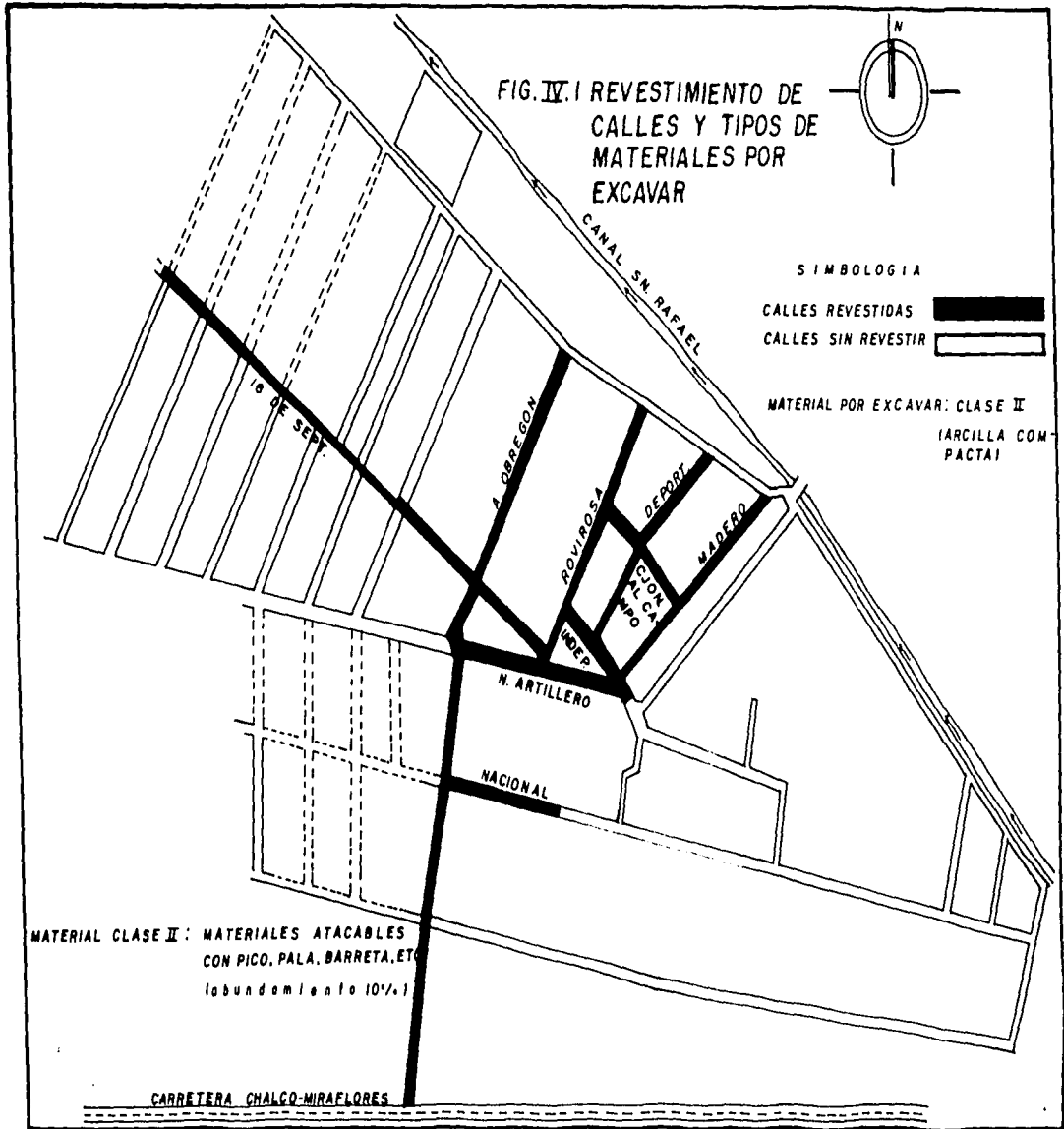
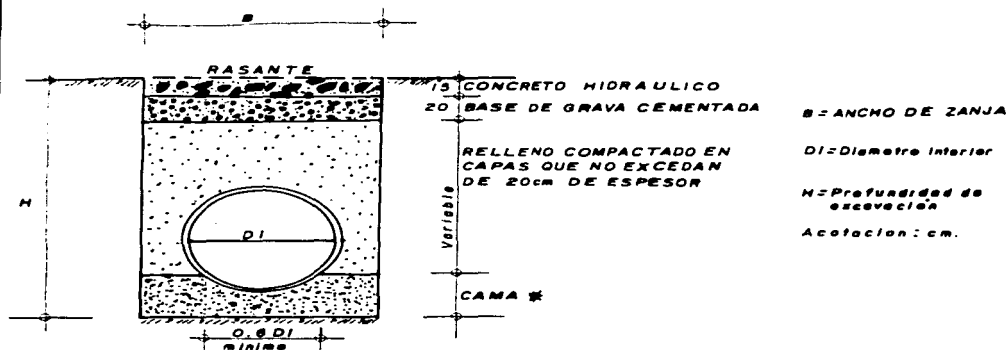
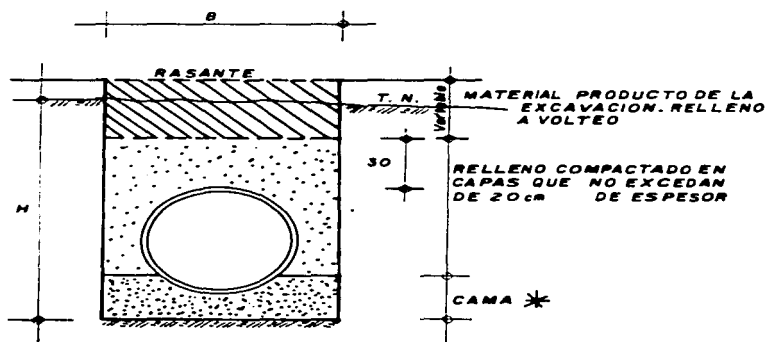


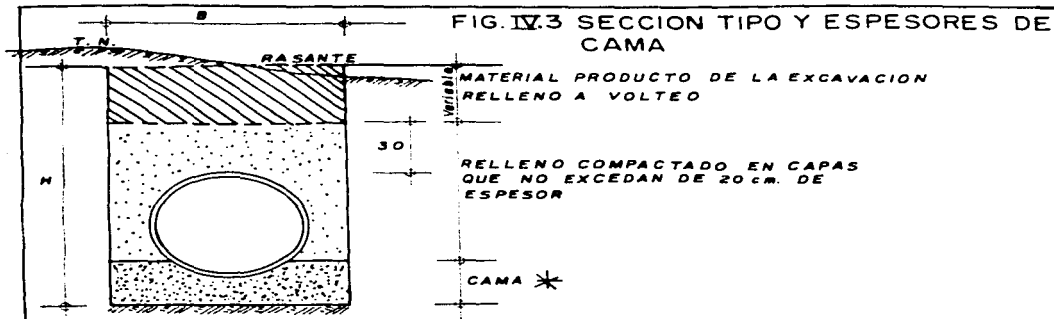
FIG. IV.2 SECCIONES TIPO



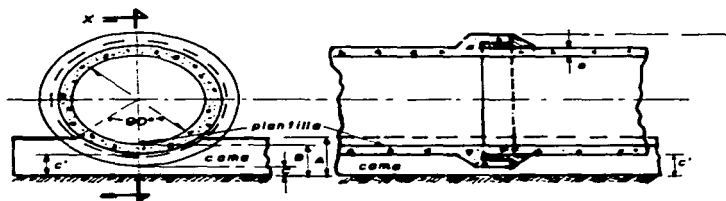
SECCION TIPO EN CALLE PAVIMENTADA



SECCION TIPO EN CALLE SIN PAVIMENTO



SECCION TIPO EN CALLE SIN PAVIMENTO



Diámetro Cm.	d	A	B	C	C'	ESPESORES		
						Tubo	Compaso	Junto
15	18.2	8.0	8.8	2.8	5.3	1.6	1.2	1.3
20	20.3	10.0	8.4	3.5	6.8	1.6	1.4	1.6
25	25.4	11.0	8.8	3.9	8.6	2.2	1.7	1.8
30	30.8	12.0	8.3	3.3	8.8	2.8	1.6	1.8
38	38.1	14.0	10.7	3.5	7.9	3.2	2.4	1.8
45	43.7	16.0	12.0	3.7	8.8	3.8	2.8	1.8

LOS VALORES DE TODAS LAS COLUMNAS ESTAN EN CM.

ESPESORES DE CAMA Diámetros 15 a 45 cm. *

4.3 CATALOGO DE CONCEPTOS

Para calcular el costo del sistema de alcantarillado Sanitario, se cuantificará la obra según el siguiente catálogo de conceptos:

PARTIDA	DESCRIPCION
P-A	Terracerías
P-B	Alcantarillado
P-C	Suministros
P-D	Cárcamo de bombeo (Obra Civil)
P-E	Acarreos y Fletes
PF	Instalaciones (cárcamo de bombeo)

PARTIDA	INCLUYE
P-A	Ruptura y reposición de pavimentos, excavaciones, plantillas, rellenos, bombeo y ademes.
P-B	Colocación de tubería, construcción de pozos de visita (común o con caída adosada) y conexiones domiciliarias.
P-C	Tuberías de concreto simple
P-D	Conceptos de Obra Civil para la construcción del cárcamo de bombeo.
P-E	Acarreos locales (1 ^{er} Km.) y Kilómetros subsecuentes
P-F	Suministro e Instalación de equipamiento y fontanería

4.4 PRESUPUESTO DE OBRA

Como resumen de las cuantificaciones de obra, de los precios unitarios- base del catálogo general de precios unitarios del estado de México, actualizados de acuerdo a precios vigentes en la región; se considera el siguiente presupuesto.

4.3 PRESUPUESTO DE OBRA

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO U.	TOTAL
P-A	Terracerías				
P-A000	Rupturas				
P-A000A	Ruptura de pavimento de concreto, incluyendo carga del material a camión y acarreo en primer kilómetro.	m ³	257	198.05	50,898.85
P-A001	Reposiciones				
P-A001A	Reposición de pavimento de concreto f'c=150 Kg/cm ² de 0.15 m de espesor incluyendo base de grava cementada de 20cm.	m ²	1708	90.04	153,788.32
P-A002	Excavación por medios mecánicos para anchos de cepa menores o iguales a 1.20m, zona B, clase II, en seco, medido en banco, con acarreo libre hasta 20m, el precio incluye barreras de protección y señalización.				
P-A002A	Excavación de 0.00 a 2.00m de profundidad.	m ³	6054	18.25	110,485.50
P-A002B	Excavación de 2.01a 4.00m de profundidad.	m ³	6932	24.53	170,041.96

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	TOTAL
P-A002C	Excavación de 4.01 a 6.00m de profundidad.	m ³	4045	31.28	126,527.60
P-A003	Plantilla apisonada con pisón de mano, en zanjas incluyendo selección del material producto de la excavación, colocación de la plantilla, acarreo libre de 20m. y construcción del apoyo completo de la tubería.				
P-A003A	Plantilla con materiales 'A' y/o 'B' (tezonite)	m ³	863	133.61	115,305.43
P-A004	Relleno de zanjas con materiales 'A' y/o 'B', incluyendo selección y volteo de material.				
P-A004A	Relleno de excavaciones con tepetate para estructuras y/o para alcanzar niveles de proyecto, en capas de 20cm. de espesor compactadas con pisón al 90% proctor previa la incorporación del agua necesaria. Medido compacto incluye todos los acarreos en anchos no mayores de 3.00m.	m ³	4348	147.90	643,069.20
P-A004B	Relleno de excavaciones con material producto de la excavación	m ³	11043	14.50	160,123.50
P-A005	Bombeo de achique con bomba autocebante, con operación, propiedad del contratista.				

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	TOTAL
P-A005A	Bomba de 76.2mm (3') diametro y 12 H. P.	Hora	1430	17.10	24453.00
P-A006	Ademe de madera cerrado hasta 3.50m de profundidad con forro de 2", incluye fabricación , colocación, desmantelamiento, fletes y maniobras locales de materiales.				
P-A006A	Ademe de madera cerrado.	P. T.	21426	2.50	53565.00
P-B	Alcantarillado				
P-B000	Colocación de tubería de concreto simple para drenaje incluyendo, materiales, mano de obra, equipo, herramientas, sostenimiento de ductos, preparaciones, maniobras necesarias y acarreo del tubo en 20 mts.				
P-B000A	Instalación de tubería de 0.20m de diámetro.	ML	7529	16.17	121743.93
P-B000B	Instalación de tubería de 0.30m de diámetro.	ML	2850	21.16	60306.00
P-B000C	Instalación de tubería de 0.38m de diámetro.	ML	122	53.00	6466.00
P-B000D	Instalación de tubería de 0.45m de diámetro.	ML	1064	64.77	68915.28

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	TOTAL
P-B001	Pozos de visita tipo común (v.c. 1985) sobre tubos de 0.20m a 0.45m de diametro con muro de tabique rojo recalcido a tizon con mortero 1:4, aplastado 1:3 con pulido de cemento, desplante de mamposteria de piedra brasa, sobre tubo trabe de concreto, colocación de escalones broca y tapa Fo. Fo.				
P-B0001A	Profundidad de 1.50 m a rasante hidráulica	Pza.	52	2531.58	131,642.16
P-B0001B	Profundidad de 1.75 m a rasante hidráulica	Pza.	17	2837.22	48,232.74
P-B0001C	Profundidad de 2.00 m a rasante hidráulica	Pza.	10	3125.82	31,258.20
P-B001D	Profundidad de 2.25 m rasante hidráulica	Pza.	18	3410.22	61,383.96
P-B001E	Profundidad de 2.50 m rasante hidráulica	Pza.	8	4160.76	33,286.08
P-B001F	Profundidad de 2.75 m rasante hidráulica	Pza.	6	4485.20	26,911.20
P-B001G	Profundidad de 3.00 m rasante hidráulica	Pza.	6	4807.62	28,845.72
P-B001H	Profundidad de 3.25 m rasante hidráulica	Pza.	4	5129.36	20,517.44
P-B001I	Profundidad de 3.50 m rasante hidráulica	Pza.	3	5475.00	16,425.00

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	TOTAL
P-8001J	profundidad de 3.75 m a rasante hidráulica	Pza.	7	5772.21	40,405.47
P-8001k	profundidad de 4.00 m a rasante hidráulica	Pza.	-	6094.29	-
P-8001L	profundidad de 4.25 m a rasante hidráulica	Pza.	1	7538.72	7,538.72
P-8001M	profundidad de 4.50 m a rasante hidráulica	Pza.	4	7581.92	30,327.68
P-8001N	profundidad de 5.00 m a rasante hidráulica	Pza.	7	8181.21	57,268.47
P-8001O	profundidad de 5.50 m a rasante hidráulica	Pza.	1	8548.68	8548.68
P-8001P	profundidad de 5.75 m a rasante hidráulica	Pza.	1	9330.04	9330.04
P-8001Q	profundidad de 6.00 m a rasante hidráulica	Pza.	2	9796.56	19,593.12
P-8002	Cajas de caída adosadas a los pozos de visita incluye plantilla de pedacera apisonada de 0.10m de espesor, muro de tabique de 0.28m de espesor. concreto f'c=150Kg/cm ² , tubo de concreto de 0.20m de diametro e instalación.				

PARRIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	TOTAL
P-B002A	Caja de calda de 0.50 m de profundidad	caja	-	924.58	-
P-B002B	Caja de calda de 1.50 m de profundidad	caja	3	968.85	2906.55
P-B002C	Caja de calda de 1.50 m de profundidad	caja	1	1013.15	1013.15
P-B003	Conexión domiciliaria (según plano v.c. 1983) con tubería de concreto simple de 15cm. de diametro en una longitud promedio de 8.00m excavación zona B clase II, incluye tubería, codo, slant, excavación, colocación y relleno con tepetate compactado en capas de 20cm. al 90% proctor.				
P-B003A	De 1.50m a 2.00m de profundidad a tubo de concreto simple.	Pza.	506	873.07	441,773.42
P-B003B	De 2.01m a 4.00m de profundidad a tubo de concreto simple.	Pza.	154	1023.13	157,562.02
P-C	SUMINISTROS				

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	TOTAL
P-C000	Tubería de concreto simple f'c=280Kg/cm ² para alcantarillado, L.A.B.* fábrica				
P-C000A	Tubo de concreto de 0.20m de diámetro	ML	7529	21.94	165,186.26
P-C000B	Tubo de concreto de 0.30m de diámetro	ML	2850	44.75	127,537.50
P-C000C	Tubo de concreto de 0.38m de diámetro	ML	122	52.65	6,423.30
P-C000D	Tubo de concreto de 0.45m de diámetro	ML	1064	81.32	86,524.48
P-D	CARCAMO DE BOMBEO				
P-D000	Obra Civil				
P-D0001	Excavación por medios mecánicos, medido en banco, con acarreo libre hasta 20m, el precio incluye barreras de protección y señalización	m ³	794.00	31.28	24836.32
P-D0002	Bombeo de achique con bomba 76.2mm (3")	hora	340 hrs.	17.10	5814.00

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	TOTAL
P-D000 3	Ademe de madera cerrado	P.T.	4631.00	2.50	11577.50
P-D000 4	Relleno para recibir la plantilla de cimentación , será de grava cementada de 20 a 30cm de espesor, compactada al 100%	m³	20.00	180.88	3617.60
P-D000 5	Plantilla de concreto simple f'c=150 Kg/cm², con un espesor de 20cm.	m³	13.06	419.38	5477.10
P-D000 6	Losa de cimentación				
P-D000 6A	Acero de refuerzo fy=4000 Kg/cm²	Ton.	3.00	4256.87	12770.61
P-D0006B	Concreto f'c=230 Kg/cm²	m³	30.10	452.27	13613.33
P-D0006B	Cimbra	m²	24.00	38.77	930.48
P-D000 7	Muros de concreto armado				
P-D000 7A	Acero de refuerzo fy=4000 Kg/cm²	Ton.	8.00	4839.63	38717.04
P-D000 7B	Concreto f'c=230 Kg/cm²	m³	83.82	452.27	37909.27

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	TOTAL
P-D000 7C	Cimbra	m2	559.00	64.00	35776.00
P-D000 8	Losa Tapa (prefabricada)				
P-D000 8A	Acero de refuerzo $f_y=4000 \text{ Kg/cm}^2$	Ton.	1.54	4839.63	7453.03
P-D000 8B	Concreto $f_c=230 \text{ Kg/cm}^2$	m3	11.00	452.27	4974.97
P-D000 8C	Montaje	m2	50.00	60.00	3000.00
P-D000 9	Escalera metálica de acceso	tanto	1	3000.00	3000.00
P-E	ACARREOS Y FLETES				
P-E000	Acarreos en camión con carga manual de material mixto producto de las excavaciones que no sean roca, medidos en banco				
P-E000 A	Primer Kilómetro	m ³	8195.00	\$ 17.16	140626.20
P-E000 B	Kilómetro Subsecuente	m ³	—	2.03	—
P-F	CARCAMO DE BOMBEO				
P-F000	Suministro de e instalación de equipamiento y fontanería				

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	TOTAL
P-F000A	Rejilla de acero IRVING solera 1/8"x1' (en techumbre zona de rejillas)	m ²	15.00	597.35	8960.25
P-F000B	Sistema para la extracción de basura y arena (Polipasto 1.5 ton. contenedor para basura y arena)	Lote	1.0	11690.85	11690.85
P-F000C	Rejillas para intercepción de sólidos gruesos y basuras (solera de 1/2"x3')	Pza.	2.0	812.50	1625.00
P-F000D	Compuertadeslizante(modeloCD-102) y mecanismo de elevación (modelo MP-117)	Pza.	2.0	12917.00	25834.00
P-F000E	Codo 90° radio largo, Fo.Fo. de 200mm (8')	Pza.	3.0	\$ 329.67	\$ 989.00
P-F000F	Tubo de acero de 200mm (8') extremos bridados por 3300mm de longitud	Pza.	9.0	1791.31	16121.78
P-F000G	Codo 90° radio medio, Fo.Fo. de 200mm (8')	Pza.	3.0	254.67	764.00
P-F000H	Extremidad de Fo.Fo. de 200mm(8') X 400mm de longitud	Pza.	6.0	595.30	3571.78
P-F000I	Válvula check tipo columpio de 200 mm (8') cuerpo de hierro e interiores de bronce clase 125 # extremos bridados.	Pza.	3.0	5953.10	17859.30

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	TOTAL
P-F000J	Válvula de seccionamiento tipo compuerta de 200mm (8") cuerpo de hierro e interiores de bronce clase 125 #extremos bridados	Pza.	3.0	5157.75	15473.25
P-F000K	Válvula aliviadora de aire	Pza.	3.0	15555.54	46666.62
P-F000L	Ampliación de Fo.Fo. de 400X200mm (16' X 8')	Pza.	1.0	3800.16	3800.16
P-F000M	Codo 45° de Fo.Fo. de 400mm (16')	Pza.	3.00	766.35	2299.05
P-F000N	Tubo de acero de 400mm (16') x 10,000mm de longitud extremos biselados	Pza.	2.0	\$ 7355.40	\$ 14710.80
P-F000P	Codo 45° de Fo.Fo. de 200mm (8')	Pza.	2.0	234.65	469.30
P-F000Q	Carrete de Fo.Fo. de 200mm (8') mm de longitud	Pza.	2.0	1062.95	2125.90
P-F000R	Bomba centrífuga inatascable para manejar aguas negras con un gasto de 55 L.P.S. y una C.D.T. de 13.0m acoplada directamente a motor eléctrico sumergible del 15 H.P., 3F., 220/440 V., 1750 R.P.M.	Pza.	3	42185.00	126555.00
P-F000S	Junta GIBault completa de 200mm (8")	Pza.	3.0	594.36	1783.10

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	TOTAL
P-F000 T	Tubo de acero de 200mm (8") por 1750mm de longitud con un extremo bridado y otro biselado.	Pza.	1.0	921.67	921.67
P-F000 U	Tubo de acero de 200mm (8") por 3860mm de longitud con un extremo bridado y otro biselado.	Pza.	1.0	1470.55	1470.55
P-F000 V	Tubo de acero de 400mm (16") por 2740mm de longitud con un extremo bridado y otro biselado.	Pza.	1.0	4183.21	4183.21
P-F000 W	Tornillo para máquina, cabeza hexagonal de acero ASTM A-307 GR-B con tuerca hexagonal de acero ASTM A-197 GR-2H de:				
	19mm x 89mm de longitud	Pza.	224	13.83	3098.37
	19mm x 150mm de longitud	Pza.	12	25.97	311.69
P-F000 X	Empaques de plomo de :				
	200mm (8")	Pza.	28	25.79	722.18
	400mm (16")	Pza.	1.0	92.85	92.85
P-F000 Y	Tubo de acero de 400mm (16") por 660 mm de longitud con extremos biselados.	Pza.	1.0	506.56	506.56
				TOTAL	\$ 4,088,830.61

El presente presupuesto arroja la cantidad de \$ 4,088,830.61 (CUATRO MILLONES OCHENTA Y OCHO MIL OCHOCIENTOS TREINTA PESOS 61/100 M.N.) el cual no incluye el IVA.
Los P.U. se investigan para el mes de noviembre de 1995

4.5 TIEMPO DE EJECUCION

En las diferentes fases de un proyecto, desde la planeación hasta la conclusión de la obra es necesario ejecutar con una secuencia lógica, y a través del tiempo una serie de actividades que pueden algunas ejecutarse en paralelo, o sea simultáneamente, mientras que otras tienen que realizarse en serie, es decir, no se puede iniciar una actividad antes de haber terminado la anterior.

Esta orden de ejecución de actividades en un proyecto puede representarse mediante redes.

Existen dos métodos para controlar la ejecución de proyectos:

- a) Método de la ruta crítica (CPM)
- b) Evaluación de programa y técnica de revisión (PERT)

En México el " Critical Path Method " (CPM) ha sido usado desde 1961 por la entonces Secretaría de Obras Públicas y desde 1962 por la Comisión Federal de Electricidad.

Para el presente proyecto se utilizará el método CPM, el cual se desarrolla a continuación.

4.5.1 RED DE ACTIVIDADES

Esta red es una gráfica con nodos, representados mediante círculos y unidos mediante segmentos dirigidos. Los nodos representan actividades y eventos, y los segmentos dirigidos la relación entre los eventos y las actividades.

La relación entre eventos y actividades es la siguiente:

1. Una actividad o evento puede realizarse tanto en forma paralela con otra actividad como en forma secuencial.
2. Toda actividad o evento, exceptuando el primero, está precedido por una o varias actividades.
3. Toda actividad o evento, exceptuando el último, precede a una o varias actividades.

Con objeto de tener redes con un solo nodo inicial y terminal, se incluyen en estas gráficas, dos nodos ficticios, que representan actividades con cero tiempo de duración, que son el nodo inicial y el nodo terminal.

Para construir la gráfica de actividades es necesario listar éstas, indicando su relación con otras actividades y el tiempo que toma ejecutarlas. Para esto, recurrimos a las tablas IV.1 (Lista de Actividades y Secuencias) y IV.2 (Análisis para determinar la Duración de cada Actividad)

4.5.2. DETERMINACION DE LA RUTA CRITICA

En la tabla IV.2 aparece el tiempo de duración de cada actividad; se debe estudiar la relación del tiempo de duración de cada actividad con la duración mínima de todo el proyecto, desde su inicio hasta su terminación. Además, se encuentran aquellas actividades que determinan la duración mínima de todo el proyecto y cuya iniciación no puede posponerse o cuyo tiempo de ejecución no puede atrasarse sin alargar la duración de toda la obra. Este tipo de actividades **determinan** la llamada ruta crítica del proyecto; igualmente este método permite **determinar** la holgura que se tiene en la iniciación o duración de éstas actividades **no críticas**.

TABLA IV. I LISTA DE ACTIVIDADES Y SECUENCIAS

ACTIVIDAD	NOMBRE	DURACION (SEMANAS)	OBSERVACIONES
A	Trazo y Nivelación	3	Primera actividad, puede iniciarse y ejecutarse simultáneamente con la actividad B y C.
B	Ruptura de pavimento	3	Puede ejecutarse simultáneamente con A y C.
C	Excavación por medios mecánicos	6	Puede ejecutarse simultáneamente con A y B
D	Bombeo de achique	18.5	Se ejecuta después de C y puede ejecutarse simultáneamente con las actividades donde se requiera esta como E,F,G,H,J,K, L.
E	Colocación de ademes	8	Se ejecuta después de C y puede ejecutarse simultáneamente con las actividades donde se requiera esta de acuerdo a la profundidad de la excavación.
F	Nivelación de Excavaciones	2.5	Se ejecuta después de C y puede ejecutarse simultáneamente con las actividades D,E,K,I.
G	Colocación de plantillas	3.5	Se ejecuta después de F y E y puede ejecutarse simultáneamente con H.
H	Nivelación de plantillas	3.5	Puede ejecutarse simultáneamente con G.
I	Suministro de tuberías	2	Puede ejecutarse desde que comienza E o F
J	Colocación de tuberías	7.5	Se ejecuta después de G,H e I y puede ejecutarse simultáneamente con K y L.
K	Construcción de pozos de visita	23.5	Se ejecuta después de F ya que esta actividad absorbe mayor tiempo y puede ejecutarse simultáneamente con otras actividades como E,G,H,J,L,M,N,P
L	Conexiones domiciliarias	8	Se ejecuta después de G y H y puede ejecutarse simultáneamente con otras actividades como J y K

ACTIVIDAD	NOMBRE	DURACION (SEMANAS)	OBSERVACIONES
M	Nivelación, revisión de colocación y junteo	2	Se ejecuta después de J y L. Se puede ejecutar simultáneamente con K y en parte con P
N	Relleno de excavaciones	4.5	Se ejecuta después de J.L. y M. puede ejecutarse simultáneamente con K y P
O	Nivelación de rasante	2.5	Se ejecuta después de N
P	Acarreos	7.5	Puede comenzarse a ejecutar después de L y puede lise ejecutando simultáneamente con N
Q	Reposición de pavimento	3	Se ejecuta después de O
R	Construcción, Instalación de equipamiento y fontanería del carcamo de bombeo	14	Se inicia simultáneamente con la primera actividad

Para la obtención de la duración de cada actividad se realizó un análisis el cual se resume en la siguiente tabla IV.2

TABLA IV. 2 ANALISIS PARA DETERMINAR LA DURACION DE CADA ACTIVIDAD

ACTIVIDAD	NOMBRE	UNIDAD	CO	G	RG	JG	NG	DN	DIAS		SEMANAS
			CANTIDAD DE OBRA	GRUPO	RENDIMIENTO DE GRUPO	$JG = \frac{CO}{RG}$	NG	$DN = \frac{JG}{NG}$	DN	Di.	
A	TRAZO Y NIVELACION	Ha	59.21	92	1.25 Ha/J	47.37	3	15.79	16		3.0
B	RUPTURA DE PAVIMENTO	m ³	257.00	1	3 m ³ /J	85.67	5	17.13	17		3.0
C	EXCAVACIÓN POR MEDIOS MECANICOS	m ³	17,031.00	113	550 m ³ /J	30.97	1	30.97	31		6.0
D	BOMBEO DE ACHIQUE	Hora	1,430.00	101	7 Hr/J	204.29	2	102.14	102		18.5
E	COLOCACIÓN DE ADEMÉS	PT	21,426.00	3	247.84 pt/J	86.45	2	43.23	43		8.0
F	NIVELACION DE EXCAVACIONES	Ha	59.21	92	1.25 Ha/J	47.37	4	11.84	12		2.5
G	COLOCACION DE PLANTILLAS	m ³	863.00	1	7 m ³ /J	123.29	6	20.55	20		3.5
H	NIVELACION DE PLANTILLAS	Ha	59.21	92	1.25 Ha/J	47.37	2.5	18.95	19		3.5
I	SUMINISTRO DE TUBERIAS	m	11,565.00	-	-	-	-	-	-	-	2.0
J	COLOCACION DE TUBERIAS	m	11,565.00	41	15 m/J	771.00	20	40.57	41		7.5
K	CONSTRUCCION DE POZOS DE VISITA*	pza.	147.00	41	-	-	-	-	129		23.5
L	CONEXIONES DOMICILIARIAS	pza.	660	41	0.9 pza/J	733.33	17	43.14	43		8.0
M	NIVELACION, REVISION DE COLOCACION Y JUNTEO	Ha	59.21	92	1.25 Ha/J	47.37	5	9.5	10		2.0
N	RELLENO DE EXCAVACIONES	m ³	15,391.00	2	13,255 m ³ /J	1,161.15	46	25.24	25		4.5
O	NIVELACION DE RASANTE	Ha	59.21	92	1.25 Ha/J	47.37	4	11.84	12		2.5
P	ACARREOS	m ³ -Km	7,550.00	-	6 m ³ /J	1,258.33	36	41.94	42		7.5

ACTIVIDAD	NOMBRE	UNIDAD	CO	G	RG	JG	NG	DN	DIAS	SEMANAS
			CANTIDAD DE OBRA	GRUPO	RENDIMIENTO DE GRUPO	$JG = \frac{CO}{RG}$	NG	$DN = \frac{JG}{NG}$		
Q	REPOSICION DE PAVIMENTO	m ²	1,708.00	41	8 m ² /j	213.50	12	17.79	18	3.0
R	CONSTRUCCION Y EQUIPAMIENTO DE CARCAMO DE BOMBEO*	-	-	-	-	-	-	-	-	14.0

* ANALIZADO POR SEPARADO (VER ANEXOS 7 Y 8)

$$JG = \frac{CO}{RG}$$

EN DONDE:

JG = JORNADAS POR GRUPO

CO = CANTIDAD DE OBRA

RG = RENDIMIENTO DEL GRUPO

$$DN = \frac{JG}{NG}$$

EN DONDE:

DN = DURACION NORMAL

JG = JORNADAS NECESARIAS POR GRUPO

NG = NUMERO DE GRUPOS QUE PUEDAN TRABAJAR SIMULTANEAMENTE

GRUPOS PROPUESTOS

No. GRUPO

ELEMENTOS

1

1/10 DE CABO + 1 PEON

2

2 PEONES

3

1 OFICIAL CARPINTERO + 1 AYUDANTE CARPINTERO

41

1 ALBAÑIL + 1 PEON

92

1 AUXILIAR DE TOPOGRAFO + 4 CADENEROS

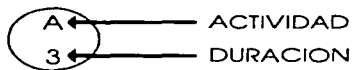
101

OPERADOR DE BOMBA. BOMBA 12H.P., 3"Ø

113

OPERADOR DE MAQUINARIA PESADA + 1 AYUDANTE DE OPERADOR RETROEXCAVADORA 85H.P. CON BOTE DE 0.76m³ DE CAPACIDAD.

La duración de cada actividad aparece en el interior de cada nodo como se muestra:



Una vez indicada la duración de todas las actividades en la red se procede a recorrer hacia adelante del nodo inicial al final. Durante esta fase se determinan los siguientes tiempos asociados al proyecto:



EST = Tiempo más próximo de iniciación

EFT = Tiempo más próximo de terminación

$$EFT = EST + D$$

Una vez recorrida la red en sentido directo del nodo inicial al nodo terminal y determinados los tiempos más próximos de iniciación y terminación es necesario recorrer la red en sentido inverso. Durante este recorrido se determinan los siguientes tiempos.



LFT = Tiempo más lejano de terminación

LST = Tiempo más lejano de iniciación

$$LST = LFT - D$$

Una vez terminada esta gráfica, puede determinarse la llamada ruta crítica, formada por aquellas actividades cuyo tiempo de iniciación o duración no puede prolongarse sin afectar al proyecto. Estas actividades deben tener su tiempo más próximo de iniciación igual al más lejano de iniciación. Es decir:

$$EST = LST$$

Para determinar cuanto puede atrasarse la iniciación de algunas actividades no situadas en la ruta crítica sin atrasar el proyecto se utiliza:

$$TF = LST - EST$$

$$TF = LFT - EFT$$

donde:

TF = holgura total

LST, LFT, EST y EFT Tiempos definidos anteriormente.

La aplicación de este método al proyecto en cuestión es como se muestra en la Fig. IV.4

FIG. IV.4 RED DE ACTIVIDADES PARA DETERMINAR LA RUTA CRITICA Y DIAGRAMA DE BARRAS

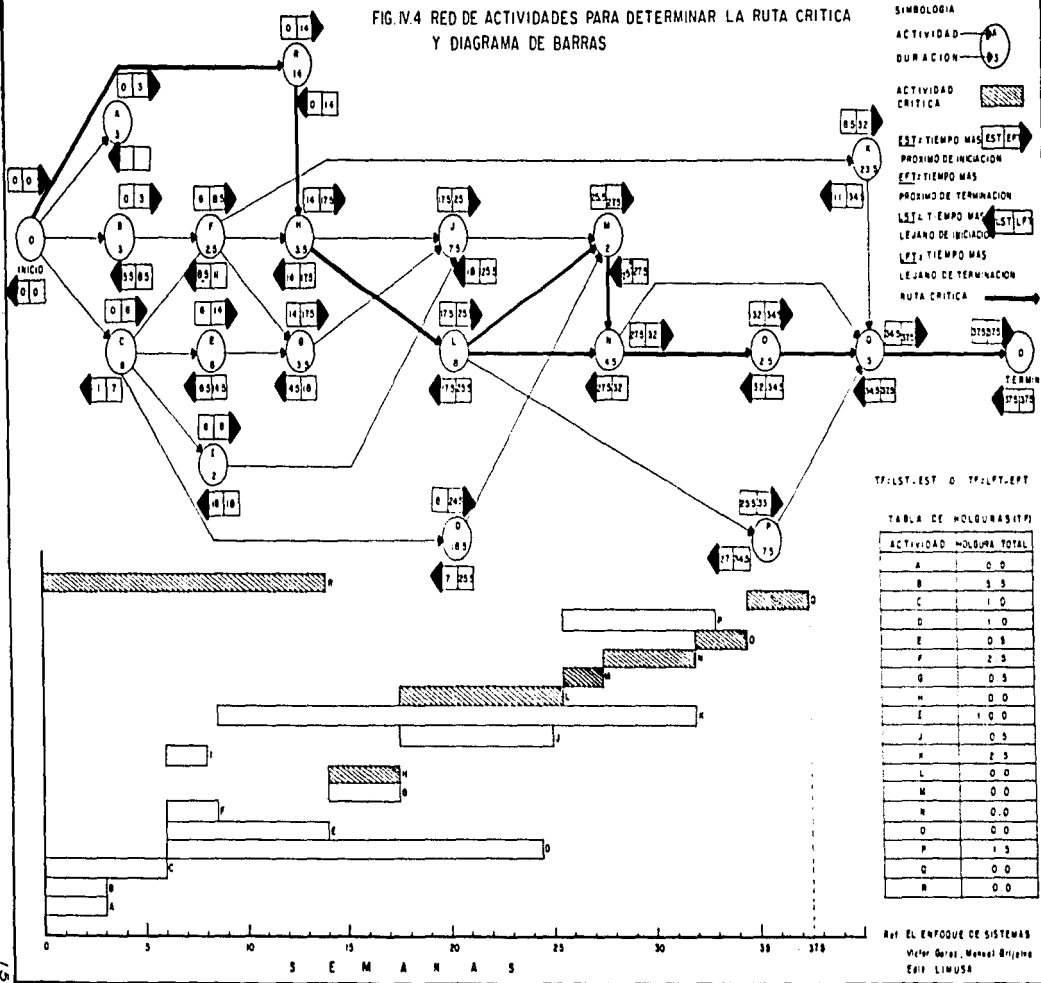


TABLA IV.3

TABLA DE CANTIDADES DE OBRA

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (cm)	ANCHO ZANJA(m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m ³)				
				POZO	MEDIA	EXC.	PLANT.	TUBERIA	RELLENO	ACARREO
2-3	49.00	20	0.65	1.20	1.20	38.22	3.19	2.18	32.85	5.37
3-4	60.00	20	0.65	1.00	1.05	40.95	3.90	2.67	34.38	6.57
6-7	63.00	20	0.65	1.20	1.05	43.00	4.10	2.80	36.10	6.90
7-8	80.90	20	0.65	0.90	1.66	87.29	5.26	3.60	78.43	8.86
10-11	66.50	20	0.65	1.20	1.09	47.12	4.32	2.96	39.84	7.28
11-12	98.10	20	0.65	0.98	1.34	117.33	6.37	4.36	106.60	10.73
16-17	59.00	20	0.65	1.20	1.22	46.78	3.83	2.62	40.33	6.45
17-18	66.00	20	0.65	1.24	2.08	89.23	4.29	2.94	82.00	7.23
18-19	44.10	20	0.65	3.01	3.08	88.29	2.87	1.36	83.46	4.83
19-20	77.00	30	0.80	3.19	3.24	199.58	7.39	7.41	184.78	14.80
1-5	57.80	20	0.65	0.91	1.13	42.45	3.76	2.57	36.12	6.33
5-9	59.30	20	0.65	1.35	1.42	57.53	3.89	2.66	50.98	6.55
9-13	66.20	20	0.65	1.61	1.84	79.18	4.30	2.95	71.93	7.25
13-14	65.90	20	0.65	2.06	1.85	79.24	4.28	2.93	72.03	7.21
SUMAS						1056.19	61.75	44.61	949.33	106.36
ACUMULADOS										
TOTALES										

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (cm)	ANCHO ZANJA(m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m ³)				
				POZO	MEDIA	EXC.	PLANT.	TUBERIA	RELLENO	ACARREO
14-24	72.00	20	0.65	1.63	1.38	64.58	4.68	3.20	56.70	7.88
24-25	13.00	20	0.65	1.12	1.20	10.14	0.85	0.58	8.71	1.43
25-26	16.10	20	0.65	1.28	1.27	13.29	1.05	0.72	11.32	1.77
24-27	20.00	20	0.65	1.40	1.30	16.90	1.30	2.19	13.41	3.49
27-28	60.00	20	0.65	1.20	1.19	46.41	3.90	2.67	39.84	6.57
28-29	60.00	20	0.65	1.18	1.21	47.19	3.90	2.67	40.62	6.57
29-30	59.50	20	0.65	1.24	1.26	48.73	3.86	2.65	42.22	6.51
30-31	29.30	20	0.65	1.27	1.58	29.78	1.88	1.29	26.61	3.17
18-23	72.00	20	0.65	1.20	1.25	58.50	4.68	3.20	50.62	7.88
23-31	70.90	20	0.65	1.20	1.49	68.57	4.60	3.15	60.82	7.75
31-32	9.00	20	0.65	2.08	2.05	11.99	0.58	0.40	11.01	0.98
41-40	15.60	20	0.65	1.20	1.20	12.17	1.31	0.69	10.47	1.70
40-32	29.60	20	0.65	1.20	1.33	25.59	1.32	1.32	22.35	3.24
32-33	25.00	20	0.65	2.02	1.99	32.34	1.62	1.11	29.61	2.73
SUMAS						486.18	35.33	25.84	424.11	61.67
ACUMULADOS						1056.19	61.75	44.61	949.83	106.36
TOTALES						1542.37	97.58	70.45	1374.34	168.03

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (cm)	ANCHO ZANJA(m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m ³)				
				POZO	MEDIA	EXC.	PLANT.	TUBERIA	RELLENO	ACARREO
33-34	23.90	20	0.65	1.95	2.06	32.00	1.55	1.06	29.39	2.61
34-35	53.10	20	0.65	2.17	2.31	79.73	3.45	2.36	73.92	5.81
4-8	51.80	20	0.65	1.00	1.71	57.57	3.37	2.30	51.90	5.67
8-12	53.00	20	0.65	2.42	5.57	88.54	3.44	2.36	82.74	5.80
12-15	62.80	20	0.65	2.72	2.83	115.52	4.08	2.79	108.65	6.87
15-20	66.10	20	0.65	2.93	3.16	135.77	4.29	2.94	128.54	7.23
20-21	67.20	30	0.80	3.41	3.38	181.71	6.45	6.47	168.79	12.92
21-22	64.40	30	0.90	3.35	3.36	181.17	6.47	6.48	168.22	12.95
22-35	73.60	30	0.80	3.37	3.44	202.55	7.07	7.03	188.40	14.15
35-48	71.90	30	0.80	3.31	3.36	222.03	6.30	6.32	208.11	13.82
48-56	72.80	30	0.80	4.21	4.17	242.86	6.99	7.00	228.87	13.99
56-69	70.00	30	0.80	4.12	4.19	234.64	6.72	6.73	221.19	13.45
69-81	51.00	30	0.80	4.25	4.20	171.36	4.90	4.90	161.56	9.80
81-84	50.00	30	0.80	4.15	4.20	168.00	4.80	4.81	158.39	9.61
SUMAS						2113.45	70.48	64.20	1978.77	214.68
ACUMULADOS						1542.37	97.58	70.45	1374.34	168.03
TOTALES						3655.32	168.06	134.65	3353.11	382.71

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (cm)	ANCHO ZANJA(m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m ³)				
				POZO	MEDIA	EXC.	PLANT.	TUBERIA	RELLENO	ACARREO
84-94	62.00	30	0.80	4.25	4.31	213.78	5.95	5.97	201.86	11.12
94-106	67.90	30	0.30	4.36	3.91	206.96	6.52	6.53	193.91	13.95
69-70	58.50	20	0.65	1.20	1.52	57.30	3.80	2.60	51.40	6.40
70-71	58.50	20	0.65	1.83	2.02	76.31	3.30	2.60	70.41	6.40
71-86	64.50	20	0.65	2.21	2.28	95.39	4.19	2.87	88.53	7.06
84-35	60.00	20	0.65	1.40	tubo s/terreno	--	3.90	--	--	--
85-86	60.00	20	0.65	se calcula del perfil		16.49	3.90	2.66	9.93	6.56
86-96	63.00	20	0.65	2.34	2.53	103.60	4.10	2.80	96.70	6.90
94-95	60.00	20	0.65	1.32	0.94	36.66	3.30	2.67	30.09	6.57
95-96	60.00	20	0.65	0.86	1.63	63.37	3.30	2.67	57.00	6.57
96-109	69.00	20	0.65	2.71	2.75	123.34	4.49	3.07	115.78	7.36
110-109	30.00	20	0.65	1.90	2.10	40.95	1.95	1.33	37.67	3.28
109-108	60.00	20	0.65	2.29	1.84	71.76	3.30	2.67	65.19	6.57
108-106	60.00	20	0.65	1.39	2.14	83.46	3.30	2.67	76.89	6.57
SUMAS						1190.77	58.20	41.11	1095.36	95.41
ACUMULADOS						3655.32	168.06	134.65	3353.11	382.71
TOTALES						4646.39	226.26	175.76	4448.47	478.12

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (cm)	ANCHO ZANJA(m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m ³)				
				POZO	MEDIA	EXC.	PLANT.	TUBERIA	RELLENO	ACARREO
107-106	22.00	20	0.65	1.75	2.36	33.75	1.43	0.98	31.34	2.41
106-105	51.00	38	0.90	3.42	2.97	136.32	6.43	7.90	121.99	14.33
105-104	60.00	38	0.90	5.52	3.46	186.84	7.36	9.29	169.39	16.85
26-42	85.00	30	0.80	1.28	1.32	89.76	8.16	8.18	73.42	16.34
42-42'	44.70	30	0.80	1.35	1.39	49.71	4.29	6.92	38.50	11.21
42-49	46.90	30	0.80	1.43	1.43	53.65	4.50	4.51	44.64	9.31
49-57	53.30	30	0.80	1.42	1.29	55.62	5.17	5.19	45.26	10.36
57-58	55.30	30	0.80	1.15	1.19	52.65	5.31	5.32	42.02	10.63
58-72	54.00	30	0.80	1.22	1.18	50.98	5.18	5.20	40.60	10.38
72-73	54.40	30	0.60	1.13	1.26	54.84	5.22	5.23	44.39	10.45
73-87	56.70	30	0.80	1.38	1.28	58.06	5.44	5.46	47.16	10.90
87-97	39.10	30	0.80	1.17	1.28	40.34	3.75	3.76	32.53	7.51
97-111	86.00	30	0.80	1.29	1.42	98.38	8.31	8.33	81.74	16.64
133-125	31.40	20	0.65	1.50	1.58	32.25	2.04	1.40	28.91	3.44
SUMAS						992.15	72.79	77.67	842.39	150.46
ACUMULADOS						4846.39	226.26	175.76	4448.47	478.12
TOTALES						5839.44	299.05	253.43	5290.86	628.58

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (cm)	ANCHO ZANJA(m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m ³)				
				POZO	MEDIA	EXC.	PLANT.	TUBERIA	RELLENO	ACARREO
111-118	28.70	30	0.50	1.44	1.24	28.47	2.76	2.76	22.95	5.52
118-125	56.80	30	0.50	1.04	1.36	61.00	5.45	5.46	50.89	10.91
26-36	79.30	20	0.55	0.99	1.10	56.49	5.14	3.51	47.84	8.65
36-37	80.30	20	0.55	1.21	1.25	65.30	5.20	3.56	56.24	8.76
37-38	42.00	20	0.55	1.29	1.30	35.49	2.73	1.87	30.89	4.60
38-39	43.20	20	0.55	1.31	1.30	36.50	2.81	1.92	31.77	4.73
39-46	45.00	30	0.50	1.01	1.45	52.20	4.32	4.33	43.55	8.65
42-43	60-70	20	0.55	1.19	1.21	47.74	3.05	2.70	41.09	6.65
43-44	60-50	20	0.55	1.02	1.26	49.55	3.33	2.69	42.93	6.62
37-44	70.50	20	0.55	1.02	1.21	55.45	4.58	3.14	47.73	7.72
44-45	46.10	20	0.55	1.29	1.30	38.35	3.00	2.05	33.90	5.05
45-46	46.80	20	0.55	1.30	1.37	41.68	3.04	2.08	36.56	5.12
46-53	49.50	30	0.50	1.39	1.50	59.40	4.75	4.76	49.89	9.51
49-50	52.10	20	0.55	1.08	1.29	43.69	3.39	2.32	37.38	5.71
SUMAS						672.41	55.05	43.15	574.21	98.20
ACUMULADOS						5839.44	299.05	253.43	5290.86	628.58
TOTALES						6511.85	354.10	296.58	5865.07	726.78

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (cm)	ANCHO ZANJA(m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m ³)				
				POZO	MEDIA	EXC.	PLANT.	TUBERIA	RELLENO	ACARREO
50-51	53.00	20	0.65	1.29	1.40	48.23	3.45	2.36	42.42	5.81
44-51	54.00	20	0.65	1.19	1.31	45.98	3.51	2.40	40.07	5.91
51-52	47.80	20	0.65	1.43	1.51	46.92	3.11	2.13	41.68	5.24
52-53	46.70	20	0.65	1.59	1.75	53.12	3.34	2.08	48.00	5.12
53-54	57.20	30	0.80	1.93	1.92	87.86	5.49	5.30	76.87	10.99
54-63	54.30	30	0.30	1.91	1.32	84.17	5.26	5.27	73.64	10.53
63-62	55.00	30	0.80	1.93	1.91	84.34	5.28	5.29	73.47	10.57
58-59	58.50	20	0.65	1.20	1.23	46.77	3.80	2.60	40.37	6.40
59-60	60.30	20	0.65	1.26	1.25	48.75	3.90	2.67	42.18	6.57
60-61	61.50	20	0.65	1.23	1.28	51.17	4.00	2.74	44.43	6.74
61-62	57.00	20	0.65	1.33	1.39	51.30	3.71	2.34	45.25	6.25
62-76	55.10	30	0.80	1.89	1.86	81.39	5.29	5.30	71.40	10.59
76-77	55.00	30	0.30	1.82	1.36	81.84	5.28	5.29	71.17	10.57
73-74	76.50	20	0.65	1.47	1.22	60.66	4.97	3.40	52.29	8.37
SUMAS						873.00	60.09	49.57	763.34	109.66
ACUMULADOS						6511.85	354.10	296.58	5865.07	726.78
TOTALES						7384.85	414.19	346.15	6628.41	836.44

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (cm)	ANCHO ZANJA(m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m ³)				
				POZO	MEDIA	EXC.	PLANT.	TUBERIA	RELLENO	ACARREO
74-75	78.00	20	0.65	0.96	1.08	54.76	5.07	3.47	46.22	8.54
75-77	78.00	20	0.65	1.20	1.32	66.92	5.07	3.47	58.38	8.54
77-90	58.20	30	0.80	1.89	1.97	91.72	5.59	5.60	80.53	11.19
87-88	76.50	20	0.65	1.50	1.33	66.13	4.97	3.40	57.76	8.37
88-89	79.50	20	0.65	1.16	1.20	62.01	5.17	3.54	53.30	8.71
89-90	79.50	20	0.65	1.24	1.49	77.00	5.17	3.54	68.29	8.71
90-100	35.20	30	0.80	2.05	2.14	60.26	3.38	3.39	53.49	6.77
97-98	76.50	20	0.65	1.49	1.41	70.11	4.57	3.40	61.74	8.37
98-99	78.75	20	0.65	1.33	1.33	68.09	5.12	3.50	59.46	8.62
99-100	78.00	20	0.65	1.32	1.57	79.00	5.07	3.47	71.06	8.54
100-101	26.90	30	0.80	2.23	2.17	46.70	2.58	2.59	41.53	5.17
101-114	59.80	30	0.80	2.10	2.11	100.94	5.74	5.75	89.45	11.49
111-112	79.50	20	0.65	1.20	1.04	53.74	5.17	3.54	45.03	8.71
112-113	79.50	20	0.65	0.87	0.90	46.51	5.17	3.54	37.80	8.71
SUMAS						944.48	68.24	52.20	824.04	120.44
ACUMULADOS						7384.85	414.19	346.15	6628.41	836.44
TOTALES						8329.33	482.43	398.35	7452.45	956.88

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (cm)	ANCHO ZANJA(m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m ³)				
				POZO	MEDIA	EXC.	PLANT.	TUBERIA	RELLENO	ACARREO
113-114	79.50	20	0.65	0.93	1.35	69.76	5.17	3.54	61.05	8.71
114-121	29.40	30	0.80	2.11	2.20	51.74	2.82	2.83	46.09	5.65
118-119	77.25	20	0.65	0.80	0.97	48.71	5.02	3.44	40.25	8.46
119-120	79.50	20	0.65	1.14	1.17	60.46	5.17	3.54	51.75	8.71
120-121	79.50	20	0.65	1.20	1.63	84.23	5.17	3.54	75.32	8.71
121-128	58.10	30	0.80	2.29	2.30	130.14	5.58	5.39	118.97	11.17
125-126	81.00	30	0.80	1.71	1.79	115.99	7.78	7.79	100.42	15.57
126-127	79.50	30	0.80	1.86	2.31	146.92	7.63	7.65	131.64	15.28
127-128	79.50	30	0.80	2.76	2.30	178.03	7.63	7.65	162.80	15.28
39-41	25.50	20	0.65	1.20	1.36	22.54	1.06	1.13	19.75	2.79
41-47	46.70	20	0.65	1.52	1.50	45.53	3.74	2.03	40.41	5.12
47-55	46.80	20	0.65	1.48	1.59	48.37	3.04	2.98	43.25	5.12
55-64	52.20	20	0.65	1.69	1.88	63.79	3.39	2.52	58.03	5.71
64-07	51.00	20	0.65	2.07	2.23	75.58	3.32	2.27	69.99	5.59
SUMAS						1141.84	66.42	55.45	1019.97	121.37
ACUMULADOS						3329.33	482.43	398.35	7452.45	956.88
TOTALES						9471.17	548.85	453.80	8472.42	1078.75

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (cm)	ANCHO ZANJA(m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m ³)				
				POZO	MEDIA	EXC.	PLANT.	TUBERIA	RELLENO	ACARREO
62-65	42.00	20	0.65	1.25	1.59	43.41	2.73	1.87	38.81	4.60
65-67	22.50	20	0.65	1.93	2.12	31.31	1.46	1.00	28.55	2.46
69-68	57.75	20	0.65	1.30	1.15	54.43	3.75	2.57	48.11	6.32
68-67	57.00	20	0.65	1.60	1.92	71.14	3.71	2.54	64.89	6.25
67-66	15.50	30	0.30	2.50	2.38	31.99	1.49	1.49	29.31	2.38
66-79	61.60	30	0.80	2.65	2.54	130.10	5.91	5.93	118.26	11.84
81-80	60.00	20	0.65	0.80	0.72	28.38	3.90	2.67	21.51	6.57
80-79	55.50	20	0.65	0.64	1.52	54.33	3.61	2.47	48.75	6.08
79-82	57.00	30	0.80	2.63	2.94	134.06	5.47	5.48	123.11	10.35
84-83	58.50	20	0.65	1.80	1.20	45.63	3.80	2.60	39.23	6.40
83-82	60.30	20	0.65	0.60	1.73	67.47	3.90	2.67	60.30	6.37
77-78	57.00	20	0.65	1.30	1.71	63.36	3.71	2.54	57.11	6.25
78-82	58.50	20	0.65	2.11	2.58	98.10	3.90	2.00	91.70	6.40
82-92	65.60	30	0.80	3.25	3.51	184.20	6.30	6.31	171.59	12.61
SUMAS						1037.81	53.54	42.74	941.53	96.28
ACUMULADOS						9471.17	548.85	453.80	8472.42	1078.75
TOTALES						10508.98	602.39	496.54	9413.95	1175.03

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (cm)	ANCHO ZANJA(m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m ³)				
				POZO	MEDIA	EXC.	PLANT.	TUBERIA	RELLENO	ACARREO
94-93	60.00	20	0.65	1.42	0.96	37.44	3.90	2.67	30.97	6.57
93-92	58.50	20	0.65	0.50	1.92	73.01	3.30	2.60	66.61	6.40
90-91	72.00	20	0.65	1.60	1.88	87.08	4.68	3.20	80.10	7.38
91-92	72.00	20	0.65	2.15	2.84	132.91	4.68	3.20	125.03	7.88
92-104	65.50	30	0.80	3.17	3.92	205.41	6.29	6.30	192.82	12.59
101-102	55.50	20	0.65	1.44	1.08	60.61	3.61	2.47	54.53	6.08
102-103	60.00	20	0.65	1.91	1.20	85.30	3.30	2.07	79.23	6.57
103-104	63.00	20	0.65	2.64	3.28	134.32	4.10	2.80	127.42	6.90
104-117	76.20	45	1.00	4.42	4.29	326.90	12.19	16.54	298.17	28.73
114-115	75.00	20	0.65	1.23	1.57	76.54	4.88	3.34	68.52	8.22
115-116	75.00	20	0.65	1.91	2.35	114.56	4.88	3.34	106.34	8.22
116-117	75.00	20	0.65	2.78	3.16	154.05	4.88	3.34	145.83	8.22
117-124	40.90	45	1.00	4.11	4.16	170.14	6.54	8.88	154.72	15.42
121-122	82.50	20	0.65	1.80	1.93	106.18	5.36	3.67	97.15	9.03
SUMAS						1765.85	73.09	65.02	1627.14	138.71
ACUMULADOS						10508.93	602.39	496.54	9413.95	1175.03
TOTALES						12274.33	676.03	561.56	11041.09	1313.74

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (cm)	ANCHO ZANJA(m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m ³)				
				POZO	MEDIA	EXC.	PLANT.	TUBERIA	RELLENO	ACARREO
122-123	82.50	20	0.65	2.16	2.55	136.74	5.36	3.67	127.71	9.03
123-124	82.50	20	0.65	2.93	3.36	180.18	5.36	3.67	171.15	9.03
124-132	78.00	45	1.00	4.21	3.56	277.68	12.48	16.93	248.27	29.41
128-129	63.75	20	0.65	2.05	2.02	83.70	4.14	2.34	76.72	6.98
129-130	75.00	20	0.55	1.99	1.68	81.00	4.88	3.34	73.68	8.22
130-131	75.00	20	0.65	1.37	1.51	73.01	4.88	3.34	65.33	8.22
131-132	75.00	20	0.65	1.64	2.02	98.48	4.88	3.34	90.26	8.22
132-141	41.60	45	1.00	2.91	3.19	132.70	6.66	9.03	117.01	15.69
141-140	70.00	45	1.00	3.26	2.38	203.04	11.28	15.30	176.46	26.58
140-139	79.50	45	1.00	2.50	2.50	198.75	12.72	17.25	168.78	29.97
139-138	81.00	45	1.00	2.50	3.20	259.20	12.96	17.08	228.66	30.54
138-136	79.50	45	1.00	3.89	4.23	336.29	12.72	17.25	306.32	29.97
137-136	21.50	30	0.80	3.12	3.33	57.38	2.06	2.07	53.15	4.13
128-136	31.90	30	0.80	3.30	3.56	90.35	3.06	3.07	84.72	6.13
SUMAS						2210.40	103.44	118.68	1988.28	222.12
ACUMULADOS						12274.83	676.08	561.56	11041.09	1313.74
TOTALES						14485.23	779.52	680.24	13029.37	1535.86

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez terminado el estudio de la presente tesis se llega a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

a) Es necesario que las autoridades estatales y municipales conscienticen mas ampliamente a la población para que ésta participe de manera mas activa en la conservación y elaboración de proyectos comunitarios. En el caso de los proyectos referentes a agua potable y alcantarillado esto se podría lograr invitando a los habitantes a regularizar el pago de sus cuotas por la prestación de estos servicios y aportando mano de obra voluntaria en el caso de nuevos proyectos ya que con esto se reducen considerablemente los costos y se pueden beneficiar con los mencionados servicios mas rápidamente.

b) Se propone que las autoridades estatales y municipales encargadas de la prestación de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento, así mismo las encargadas de la aprobación de proyectos ejecutivos hagan un llamado a los habitantes que tengan estudios afines para colaborar en la planeación, elaboración y ejecución de este tipo de proyectos, sobre todo cuando estén prestando servicio social o elaboración de tesis, asesorados por el personal especializado en ingeniería sanitaria que labora en los municipios. Los estudios que pueden realizar en colaboración son los siguientes:

- Obtención de información básica para la realización, rehabilitación o ampliación de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento.
- Estudios socioeconómicos, topográficos, geotécnicos y geohidrológicos

Esto permitiría que los habitantes se beneficien y mejoren sus condiciones sanitarias.

c) El agua residual producida por la población tiene como disposición final el cauce del río La Compañía que pasa al norte de la localidad. Esto ha ocasionado que la calidad de agua que por el escurra haya disminuido gradualmente conforme aumenta el caudal de agua sucia con la que se mezcla. Puede decirse que dicho río funciona como un colector a cielo abierto constituyendo un problema de contaminación y un foco potencial de transmisión de enfermedades al proliferar en este numerosas larvas de insectos.

Es recomendable que se desarrolle un proyecto de tratamiento de aguas residuales previo a su descarga en el cauce de la localidad con el fin principal de evitar la continua y paulatina contaminación de las corrientes y que, además brinde algunas opciones de reuso de esta agua como puede ser el riego agrícola, lavado de autos, riego de parques y jardines, etc. Cabe hacer mención que varias poblaciones descargan las aguas negras en el mencionado río.

El agua pluvial proveniente de las calles se canalizará a las zonas agrícolas inmediatas a la población por medio de las pendientes transversal y longitudinal

d) El material sobrante de la excavación se acarreará localmente a los terrenos bajos ubicados entre las calles Alvaro Obregón y Francisco Villa.

Debido a la topografía que presentan algunas calles en cuanto a niveles de rasante, se debe considerar la debida protección de la tubería (colchón mínimo requerido), esto debido a que algunos tramos quedarían con un colchón menor al mínimo, esto se puede lograr con el material sobrante producto de la excavación.

e) Pedir a las autoridades municipales que una vez terminada la obra de drenaje se realice cuando menos una nivelación de calles a nivel terracerías, logrando con

esto la correcta circulación y la debida protección de la red de alcantarillado.

f) Es notoria la falta de un comité de mantenimiento, por lo que se recomienda se forme uno por los mismos habitantes, que sea adecuadamente capacitado y asesorado de tal manera que se supervise un adecuado mantenimiento a la red sanitaria; dicho comité trabajará en estrecha colaboración con las autoridades encargadas del aspecto sanitario de la cabecera municipal (ODAPAS y CEAS).*

Por otro lado, es necesario capacitar al personal técnico encargado del manejo de los

equipos e instalaciones del cárcamo de bombeo, para su adecuado funcionamiento.

g) Los recursos económicos para la ejecución del proyecto puede apoyarse en la obtención de créditos de instituciones nacionales o internacionales.

Para esto, los beneficios que por concepto de consumo de agua potable y de descarga de agua residual deberán estar claramente definidos y ser analizados para determinar la garantía del pago de créditos.

* **ODAPAS:** Organismo Descentralizado de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento; Municipio de Chalco.
CEAS: Comisión Estatal de Agua y Saneamiento; Municipios de Chalco.

BIBLIOGRAFIA

- 1) XI CENSO DE POBLACION Y VIVIENDA 1990, INEGI. Resultados Definitivos por Localidad. Estado de México.
- 2) XI CENSO DE POBLACION Y VIVIENDA 1990, INEGI. Datos por Localidad (Integración territorial). Estado de México.
- 3) NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. 1977
- 4) W.A. Harden Bergm, Edward B. Rodie, INGENIERIA SANITARIA, Edit. CECSA, 1987
- 5) INFORMACION ESTADISTICA DEL SECTOR SALUD Y SEGURIDAD SOCIAL. Cuaderno No. 10, 1994. INEGI
- 6) PLANO, MARCO GEOESTADISTICO ADECUADO, INEGI, Dirección Regional Centro-Sur.
- 7) PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL 1991-1993, H. Ayuntamiento Chalco-México.
- 8) PLANO CATASTRAL CORETT, Comisión para la regularización de la tenencia de la tierra, 1985 Gobierno del Estado de México.
- 9) XI CENSO GENERAL DE POBLACION Y VIVIENDA, 1990 DEL ESTADO DE MEXICO, Perfil Sociodemográfico

- 10) **ALCANTRILLADO**, Ing. Jorge Luis Lara González, UNAM. Facultad de Ingeniería, División de Ingeniería Civil, Topografía y Geodésica. Departamento de Ing. Sanitaria.
- 11) **MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, HIDROTECNIA, A. 22** Comisión Federal de Electricidad, 1983.
- 12) **MANUAL DEL INGENIERO CIVIL**, Frederick S. Merrit Vol. III, McGraw-Hill, 1991
- 13) **MANUAL DE COMPUERTAS, DESYME, S:A: Diseño de estructuras y Mecanismos Especializados**
- 14) **MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, A.2.10., Obras de Excedencia. Comisión Federal de Electricidad, 1983**
- 15) **OBRAS HIDRAULICAS**, Ing. Francisco Torres Herrera, LIMUSA, 1990
- 16) **MECANICA DE LOS FLUIDOS; Streeter/Wylie**, McGraw Hill
- 17) **HIDRAULICA; Samuel Trueba Coronel**, CECSA
- 18) **MANUAL DE BOMBAS SUMERGIBLES**, Termo Hidráulica, S.A.
- 19) **CONCENTRADO DE PRECIOS UNITARIOS DE OBRA CIVIL**, Sistema de Precios Unitarios. Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (CEAS). Gobierno del Estado de México.
- 20) **MANUAL DE COSTOS PARA CONSTRUCTORES**. Centro de Precios Unitarios Prisma, S.A. de C.V. Ing. Raúl González Meléndez

INDICE DE CUADROS

	Página
Cuadro A-1	6
Cuadro I-1 Población ocupada por Sector de Actividad	17
Cuadro I-2 Reporte de la Inspección física de la Red existente	31
Cuadro II.1 Censos de Población	39
Cuadro II.2 Datos de Proyecto	59
Cuadro III.1 Cuadro Comparativo de Alternativas propuestas	63

INDICE DE FIGURAS

	Página
Figura I.1 Localización Nacional	9
Figura I.2 Localización Municipal	11
Figura I.3 Orografía e Hidrografía del Municipio de Chalco	13
Figura I.4 Usos del suelo	15
Figura I.5 Vías de Comunicación	18
Figura II.1 Método de Extensión gráfica	43
Figura III.1 Relación q/Q ; v/V	70
Figura III.2 Canal de Acceso y Transición	99
Figura III.3 Gráfica y Esquema para valorar K_0 en función de a/a_{max}	109
Figura III.4 Gráfica que propone Velikanov para relacionar λ y W	115
Figura III.5 Vertedor de Crésta Ancha	116
Figura III.6 Gráfica del modelo LG-154-200	124
Figura IV.1 Revestimiento de calles y tipos de materiales por excavar	128
Figura IV.2 Secciones tipo, calles pavimentados	129
Figura IV.3 Secciones tipo, calles sin pavimento y espesores de cama	130
Figura IV.4 Ruta Crítica	152

INDICE DE TABLAS

	Página
Tabla I.1 Tasas de Crecimiento de la Población del Estado de México según Principales Municipios 1980-1990	19
Tabla I.2 Población Urbana y Rural de la Entidad según Principales Municipios 1990	22
Tabla I.3 Porcentaje de Viviendas Particulares Habitadas de la Entidad con drenaje según Principales Municipios, 1990	24
Tabla I.4 Porcentaje de Viviendas Particulares Habitadas de la Entidad con Energía Eléctrica según Principales Municipios, 1990	25
Tabla II.1 Dotaciones de Agua potable	44
Tabla II.2 Pendientes Máximas y mínimas	52
Tabla II.3 Gastos Mínimos	57
Tabla III.1 Relación de los elementos hidráulicos	71
Tabla III.2 Tabla de Cálculo Hidráulico	88
Tabla III.3 Tirante del Canal de Acceso	101
Tabla III.4 Velocidades de sedimentación, w , que propone Arkhangelski	116
Tabla IV.1 Lista de actividades y secuencias	146
Tabla IV.2 Análisis para determinar la duración de cada actividad	148
Tabla IV.3 Cantidades de Obra	153

ANEXOS

- 1) Plano: Topográfico
- 2) Plano: Red de alcantarillado actual
- 3) Plano: Red de alcantarillado (proyecto)
- 4) Plano: Perfiles
- 5) Plano: Detalles
- 6) Plano: Cárcamo de bombeo
- 7) Análisis para determinar la duración de la actividad K (Construcción de pozos de visita)
- 8) Análisis para determinar la duración de la actividad R (Construcción, instalación de equipamiento y fontanería del Cárcamo de bombeo)

**ANEXO NO. 7 ANALISIS PARA DETERMINAR LA DURACION DE LA ACTIVIDAD K;
CONSTRUCCION DE POZOS DE VISITA**

PROFUNDIDAD DEL POZO (m)	CO	G	RG	JG	NG	DN	DN	SEMANAS
	CANTIDAD DE OBRA	GRUPO	RENDIMIENTO DE GRUPO	$JG = \frac{CO}{RG}$	NG	$DN = \frac{JG}{NG}$	DIAS	DN
1.50	52	41	0.32 pza./j	162.5	15	10.80	11.0	2.0
1.75	17	41	0.27 pza./j	62.96	15	4.20	4.0	0.7
2.00	10	41	0.24 pza./j	41.67	10	4.17	4.0	0.7
2.25	18	41	0.21 pza./j	85.71	15	5.70	6.0	1.0
2.50	8	41	0.16 pza./j	50.00	8	6.30	6.0	1.0
2.75	6	41	0.15 pza./j	40.00	6	6.70	7.0	1.3
3.00	6	41	0.13 pza./j	46.15	10	4.6	5.0	1.0
3.25	4	41	0.12 pza./j	33.33	5	6.70	7.0	1.3
3.50	3	41	0.11 pza./j	27.27	3	9.10	9.0	1.6
3.75	7	41	0.11 pza./j	63.64	10	6.40	6.0	1.0
4.25	1	41	0.08 pza./j	12.50	2	6.30	6.0	1.0
4.50	4	41	0.08 pza./j	50.00	4	12.50	12.5	2.0
5.00	7	41	0.06 pza./j	116.67	10	11.70	12.0	2.0
5.50	1	41	0.05 pza./j	20.00	2	10.00	10.0	1.8
5.75	1	41	0.04 pza./j	25.00	2	12.50	12.5	2.0
6.00	2	41	0.04 pza./j	50.00	3	16.70	17.0	3.0
							TOTAL	23.50

ANEXO 8. ANALISIS PARA DETERMINAR LA DURACION DE CADA ACTIVIDAD

ACTIVIDAD	NOMBRE	UNIDAD	CO	G	RG	JG	NG	DN	DIAS	SEMANAS
			CANTIDAD DE OBRA	GRUPO	RENDIMIENTO DE GRUPO	JG = $\frac{CO}{RG}$	NG	DN = $\frac{JG}{NG}$		
A	TRAZO Y NIVELACION DE TERRENO PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURA	m ²	65.3	92	400 m ² /j	0.16	1	0.16	0.2	0.04
B	EXCAVACIÓN POR MEDIOS MECANICOS	m ³	794.00	113	550 m ³ /j	1.44	1	2	2	0.4
C	BOMBEO DE ACHIQUE	Hora	230.00	101	11 Hr/j	20.9	1	20.9	21	3.8
D	COLOCACIÓN DE ADEMES	PT	4631.00	3	247.84 pt/j	18.69	3	6.2	6	1.0
E	NIVELACION DE EXCAVACION	m ²	65.3	92	400 m ² /j	0.16	1	0.16	0.2	0.04
F	RELVENO PARA RECIBIR PLANTILLA	m ³	20.00	2	13.255 m ³ /j	1.51	1	1.51	2	0.4
G	PLANTILLA DE CONCRETO SIMPLE	m ³	13.06	41	2.64 m ³ /j	4.95	2	2.48	2.5	0.5
H	LOSA DE CIMENTACION*								6.5	1.2
I	MUROS DE CONCRETO ARMADO*								24	4.4
J	SUMINISTRO DE EQUIPAMIENTO Y FONTANERIA								5.5	1.0
K	HECHURA Y COLOCACION DE ESCALERA METALICA	Tanto	1.00						4	0.7
L	LOSA TAPA	Tanto	1.00						5.5	1.0
M	INSTALACION DE EQUIPAMIENTO Y FONTANERIA	Tanto	1.00						18	3.3

* ANALIZADO POR SEPARADO

* ANALISIS DE LOSA DE CIMENTACION

ACTIVIDAD	UNIDAD	CO	G	RG	JG	NG	DN	DIAS
		CANTIDAD DE OBRA	GRUPO	RENDIMIENTO DE GRUPO	$JG = \frac{CO}{RG}$	NG	$DN = \frac{JG}{NG}$	DN
ACERO	Ton.	3.0	62	0.264 Ton./j	11.36	3	3.79	4.0
CONCRETO	m ³	30.10	45	7.15 m ³ /j	4.21	3	1.4	1.5
CIMBRA	m ²	24.0	59	7.59 m ² /j	3.16	3	1.05	1.0

Total 6.5

* ANALISIS DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

ACTIVIDAD	UNIDAD	CO	G	RG	JG	NG	DN	DIAS
		CANTIDAD DE OBRA	GRUPO	RENDIMIENTO DE GRUPO	$JG = \frac{CO}{RG}$	NG	$DN = \frac{JG}{NG}$	DN
ACERO	Ton.	8.0	62	0.231 Ton./j	34.6	5	6.9	7.0
CONCRETO	m ³	83.82	45	4.62 m ³ /j	18.14	5	3.6	3.5
CIMBRA	m ²	559.0	59	8.36 m ² /j	66.87	5	13.4	13.5

Total 24.0

GRUPOS PROPUESTOS

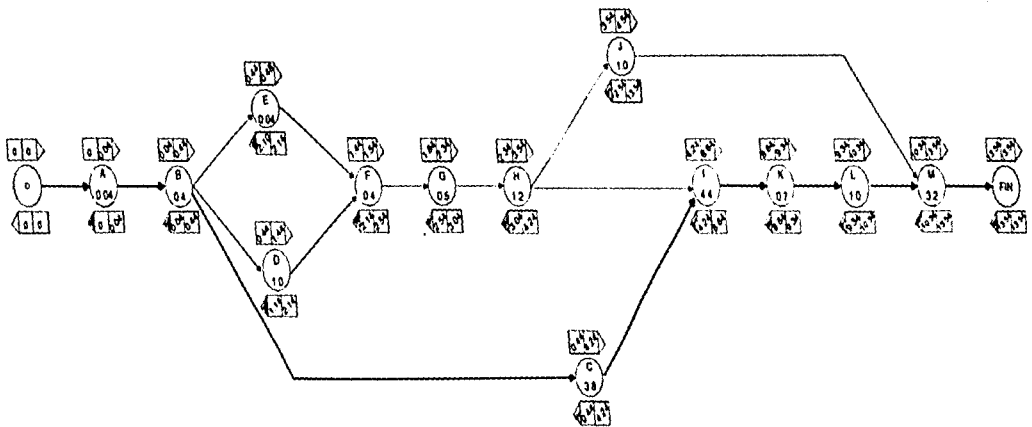
No. GRUPO	ELEMENTOS
45	1 albañil + 5 peones
59	1 carpintero de obra negra + 1 ayudante de carpintería obra negra
62	1 herrero + 1 ayudante de herrero

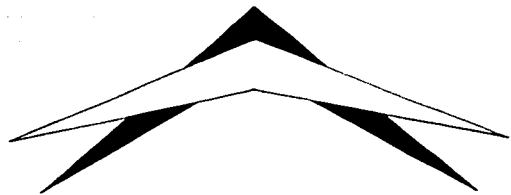
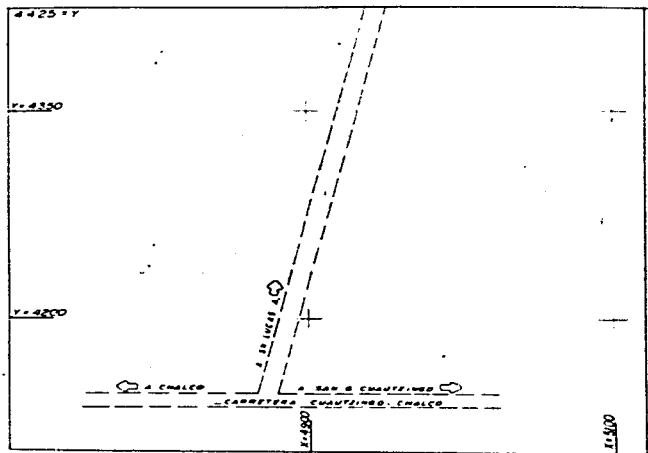
No. - los grupos No. 2, 3, 41, 92, 101, y 113 se componen de los elementos asentados en la tabla IV.2

ANEXO 8. LISTA DE ACTIVIDADES Y SECUENCIAS

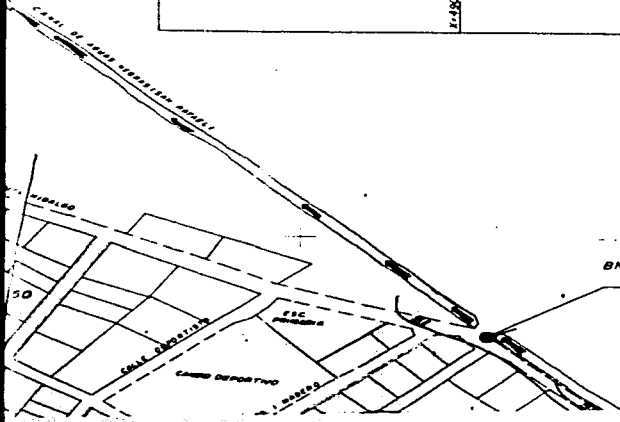
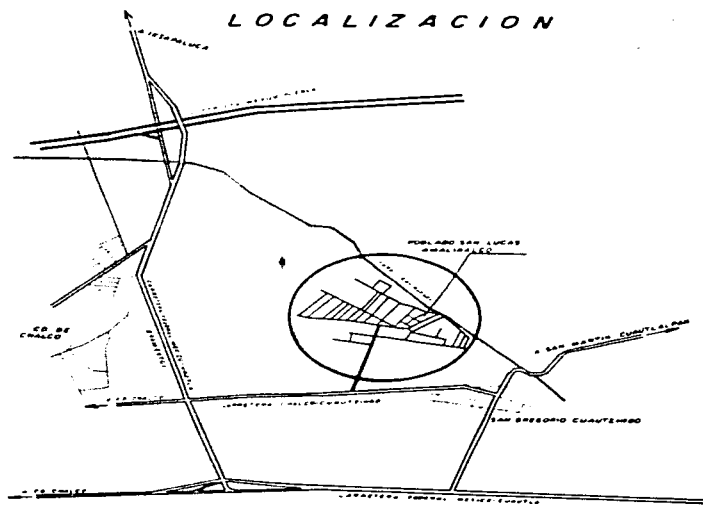
ACTIVIDAD	NOMBRE	DURACION (SEMANAS)	OBSERACIONES
A	TRAZO Y NIVELACION DE TERRENO PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURA	0.04	PRIMERA ACTIVIDAD
B	EXCAVACIÓN POR MEDIOS MECANICOS	0.4	SEGUNDA ACTIVIDAD, SE EJECUTA DESPUES DE "A"
C	BOMBEO DE ACHIQUE	3.8	SE EJECUTA DESPUES DE "B" Y SIMULTANEAMENTE CON LAS ACTIVIDADES DONDE SE REQUIERA COMO D,E,F,G,H,I.
D	COLOCACION DE ADEMES	1.0	SE EJECUTA DESPUES DE "B" Y PUEDE EJECUTARSE SIMULTANEAMENTE CON "E".
E	NIVELACION DE EXCAVACION	0.04	SE EJECUTA DESPUES DE "B"
F	RELVENO PARA RECIBIR PLANTILLA	0.4	SE EJECUTA DESPUES DE "E" Y "D"
G	PLANTILLA DE CONCRETO SIMPLE	0.5	SE EJECUTA DESPUES DE "F"
H	LOSA DE CIMENTACION	1.2	SE EJECUTA DESPUES DE "G"
I	MUROS DE CONCRETO ARMADO	4.4	SE EJECUTA DESPUES DE "H"
J	SUMINISTRO DE EQUIPAMIENTO Y FONTANERIA	1.0	SE PUEDE EJECUTAR UNA VEZ TERMINADO "H"
K	HECHURA Y COLOCACION DE ESCALERA METALICA	0.7	SE EJECUTA DESPUES DE "I"
L	LOSA TAPA	1.0	SE EJECUTA UNA VEZ TERMINADO "I" Y "K"
M	INSTALACION DE EQUIPAMIENTO Y FONTANERIA	3.3	SE EJECUTA UNA VEZ TERMINADO "L", CON ESTA ACTIVIDAD CONCLUYE

CARAMO DE BOMBEO





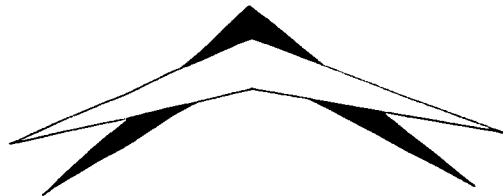
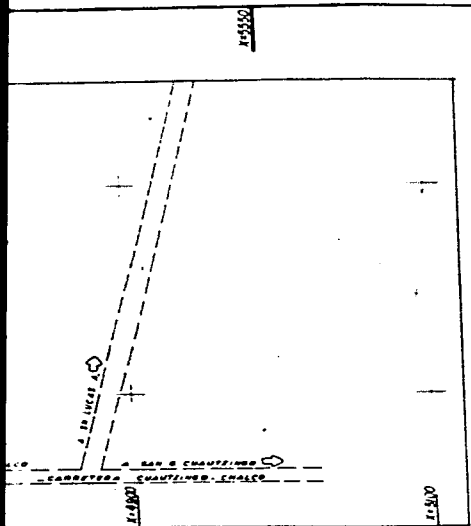
LOCALIZACION



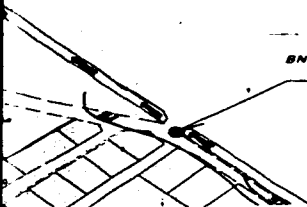
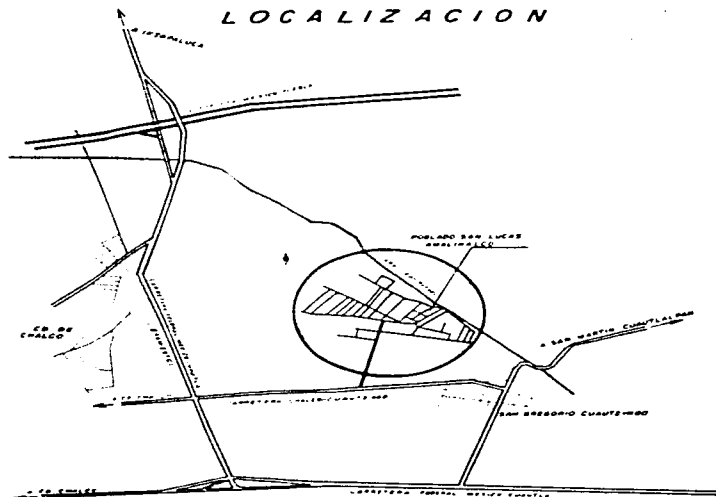
BN-2 Aux. Sobre puente
 elev = 32.39 m

TERRENO DE USO INDUSTRIAL

SIMBOLOGIA



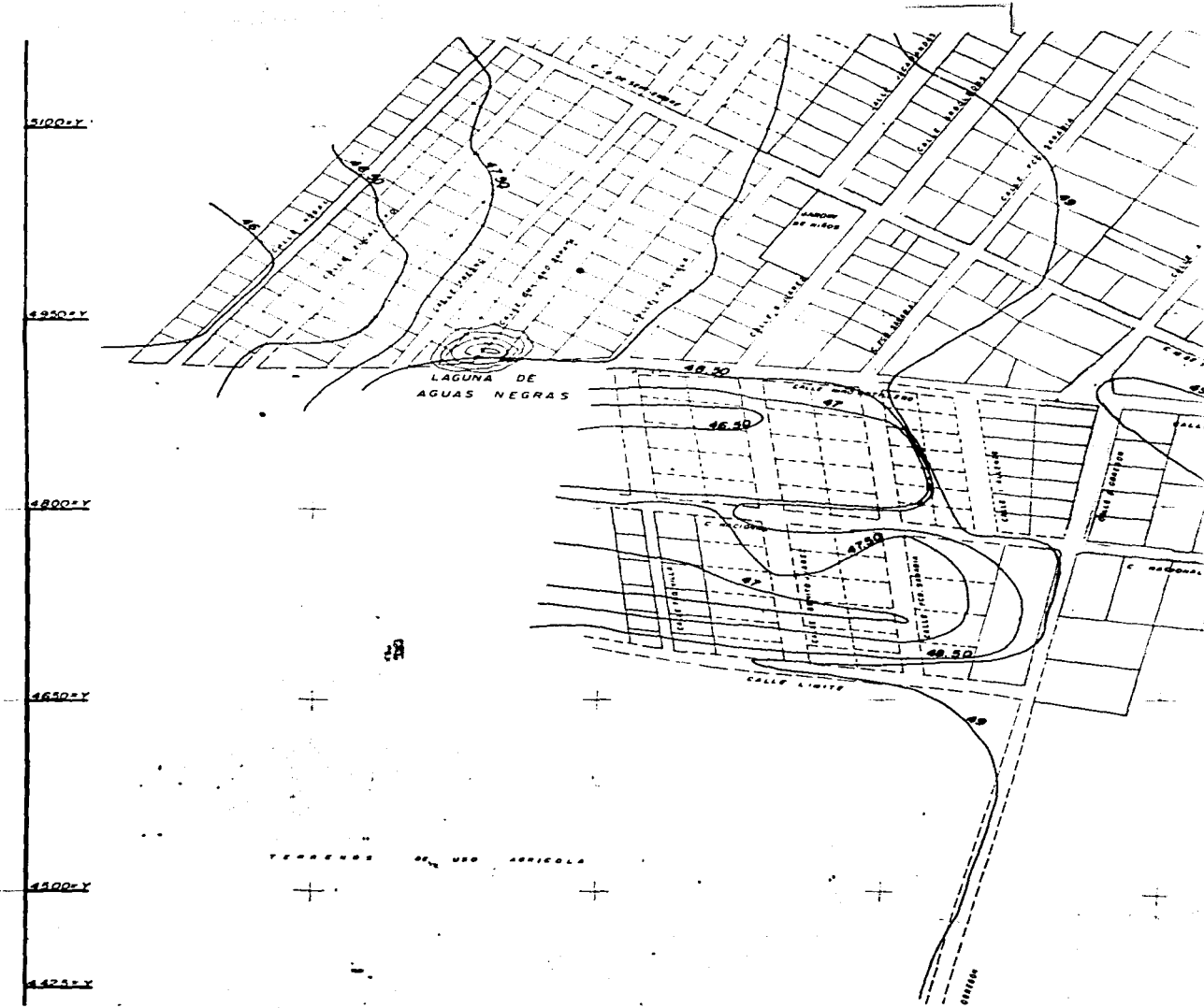
LOCALIZACION

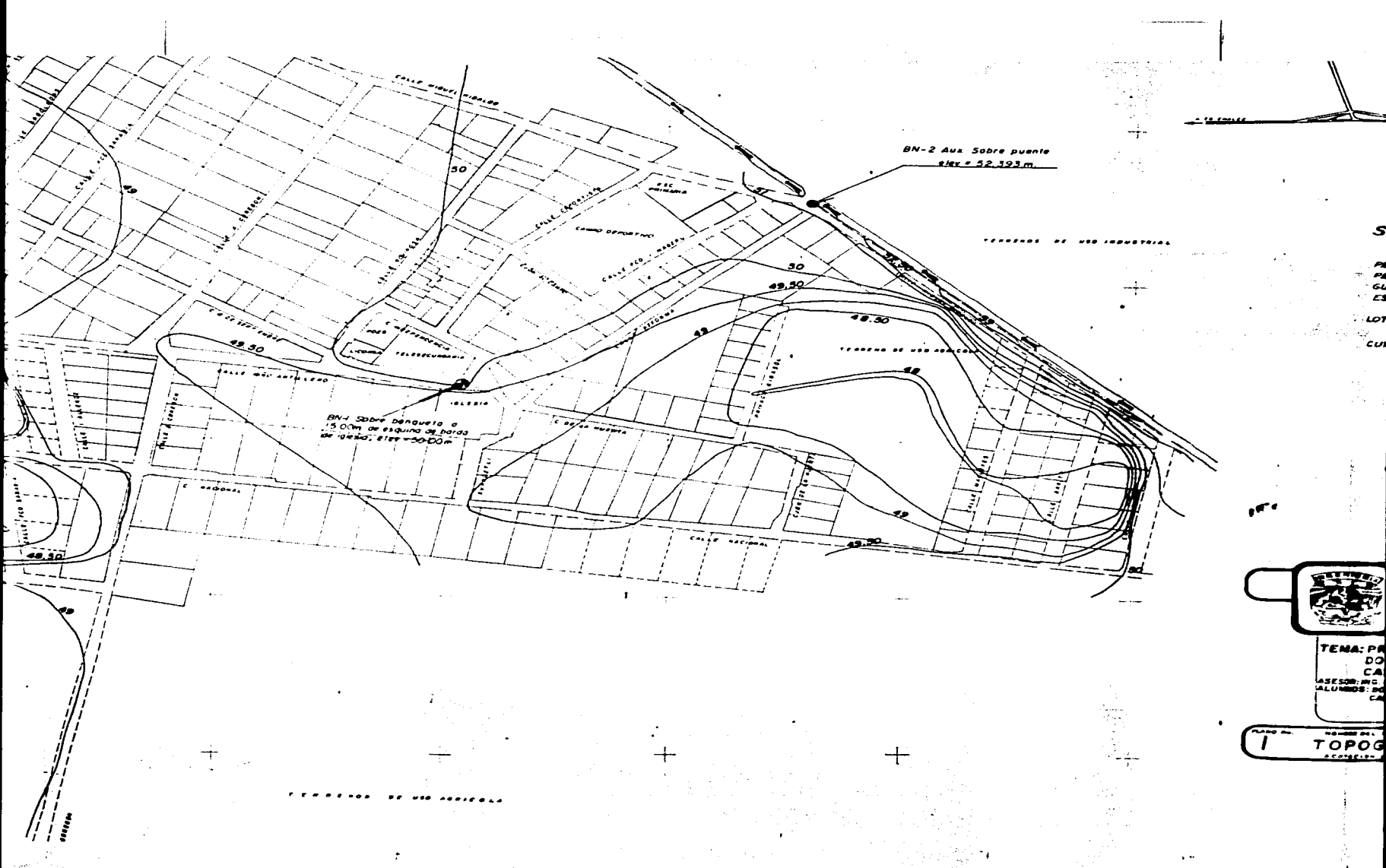


BN-2 Aux. Sobre puente
 elev = 22.193 m.

TERRAZAS DE USO INDUSTRIAL

SIMBOLOGIA





BN-2 Aux Sobre puente
elev = 52.193 m.

BN-4 Sobre b\u00e1nqueta a
15.00m de esquina de barra
de hierro; elev = 50.00m

TERRENO DE USO INDUSTRIAL

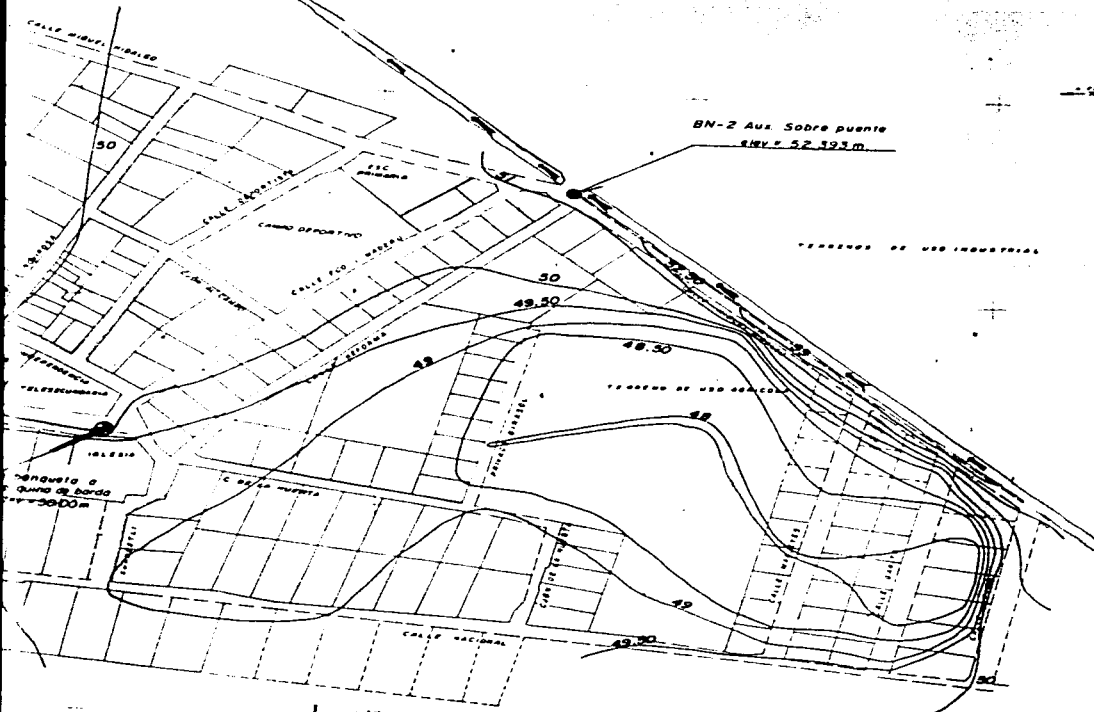
TERRENO DE USO RESIDENCIAL

TERRENO DE USO RESIDENCIAL



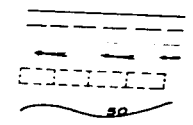
TEMA: PR
DO
CA
ASESOR: IN
ALUMNO: DO
CA

1 TOPOG
ACOTACION



SIMBOLOGIA

- PARAMENTO CONSTRUIDO
- PARAMENTO VIRTUAL
- GUARNIMIENTO
- ESCURRIMIENTO
- LOTIFICACION PROPUESTA
- CURVAS DE NIVEL



87°



TESIS PROFESIONAL

ENEP UNAM ARAGON

INGENIERIA CIVIL

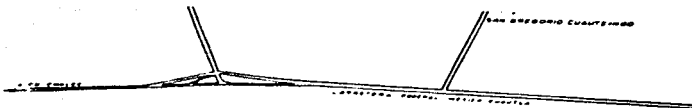
TEMA: PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS AMALINALCO, ESTADO DE MEXICO

ASESOR: ING. GERARDO TOKRY LOPEZ
 ALUMNOS: SOLAROS QUINTANA MANUEL ISMAEL
 CASTELLANOS RODRIGUEZ JORGE MANUEL

PLANO No. **1**

TOPOGRAFICO

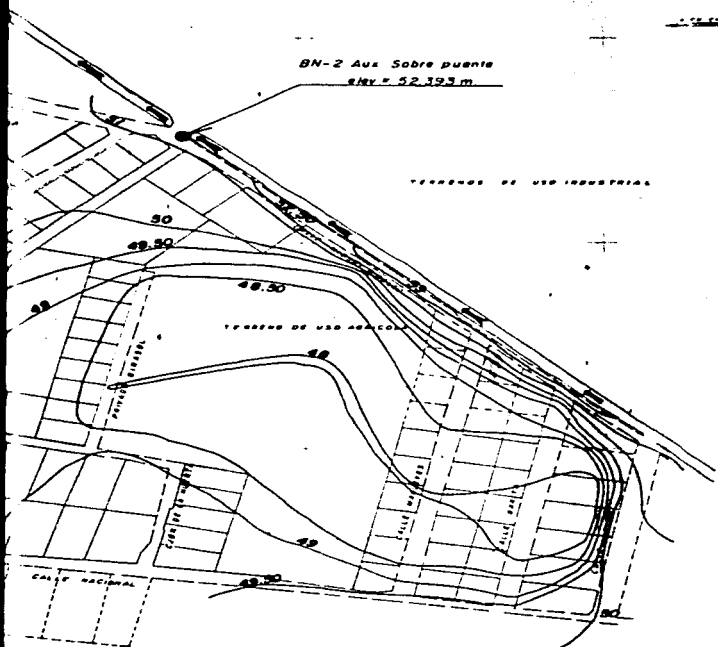




BN-2 Aux Sobre puente
 elev. 52.193 m

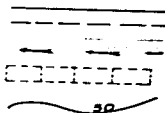
TERRENO DE USO INDUSTRIAL

TERRENO DE USO AGRICOLA



SIMBOLOGIA

- PARAMENTO CONSTRUIDO
- PARAMENTO VIRTUAL
- GUARNICION
- ESCURRIMIENTO
- LOTIFICACION PROPUESTA
- CURVAS DE NIVEL



0° 0'



TESIS PROFESIONAL

ENEP UNAM ARAGON
 INGENIERIA CIVIL

TEMA: PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS AMALINALCO, ESTADO DE MEXICO

ASESOR ING GERARDO TOKSY LOPEZ
 ALUMNOS BOLAÑOS QUINTANA MANUEL ISMAEL
 CASTELLANOS RODRIGUEZ JORGE MANUEL

FECHA

PLANO No

REGION DEL PLANO

1 TOPOGRAFICO

ACOTACION METROS

ESCALA 1:1000



5580-Y

5480-Y

5230-Y

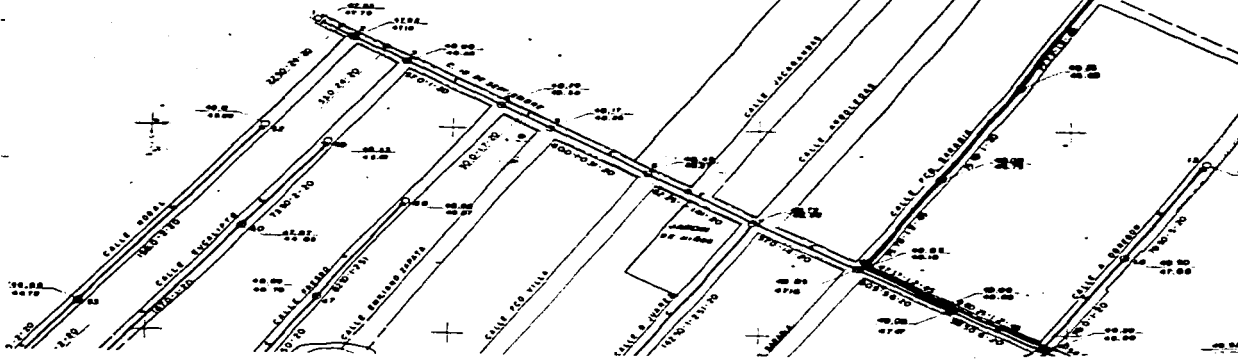
5100-Y

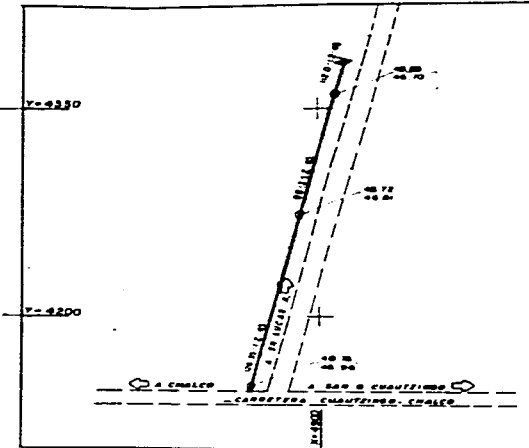
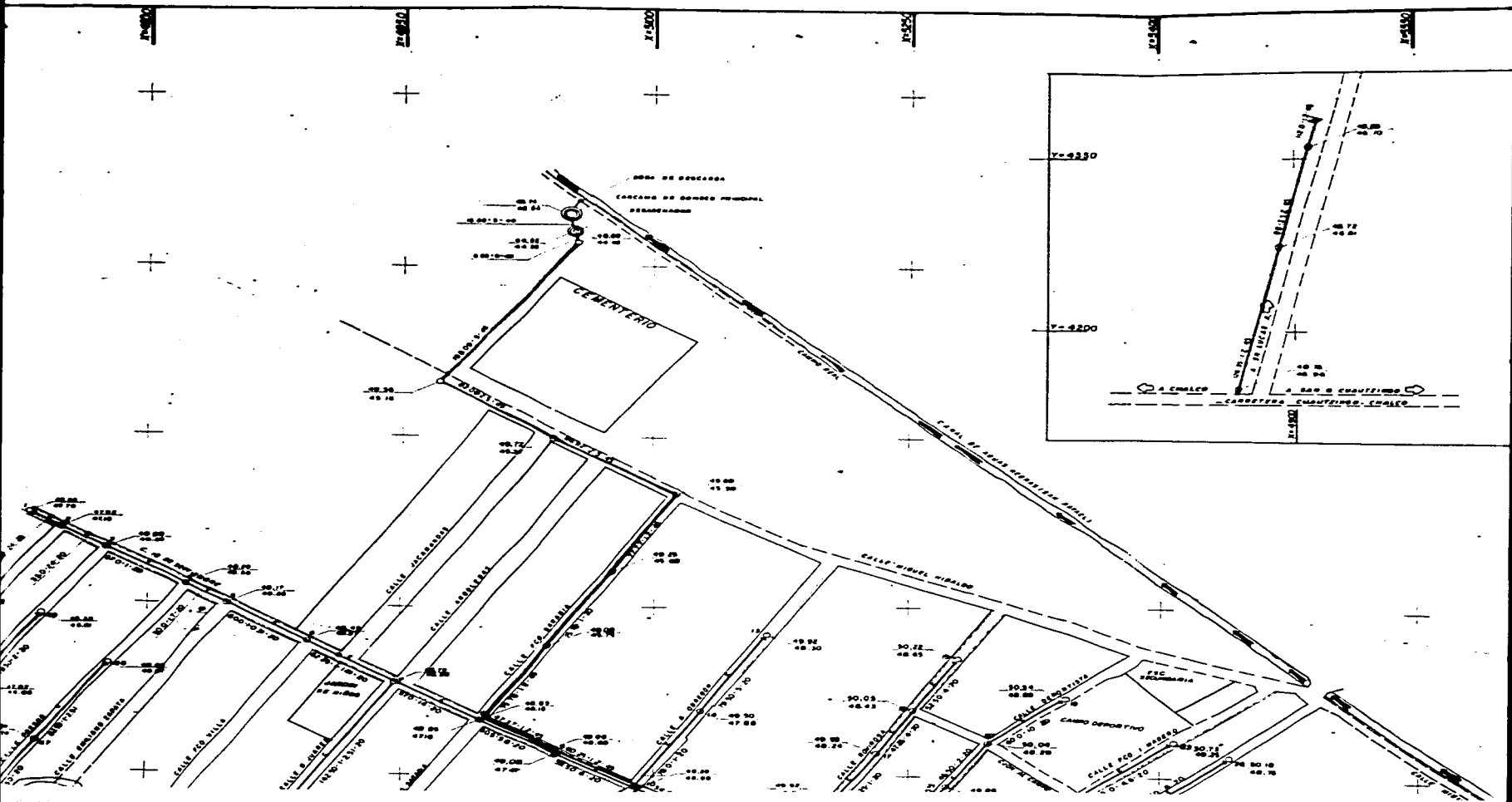
TERMINO DE USO AGRICOLA

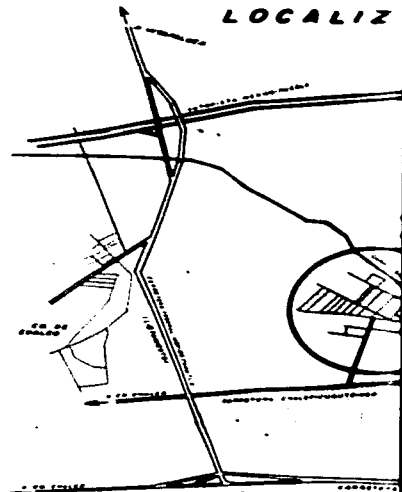
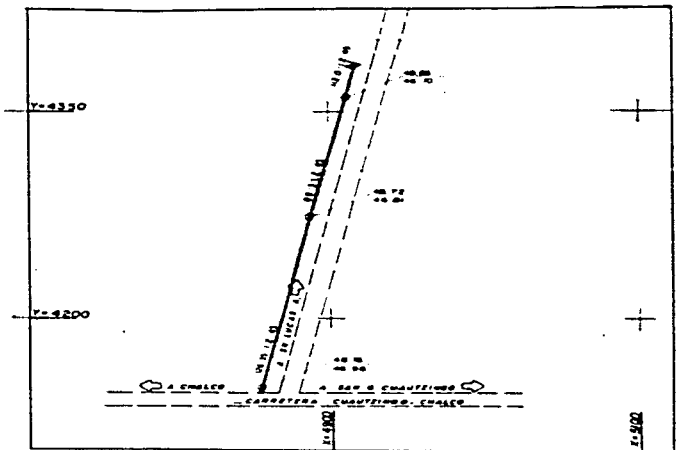
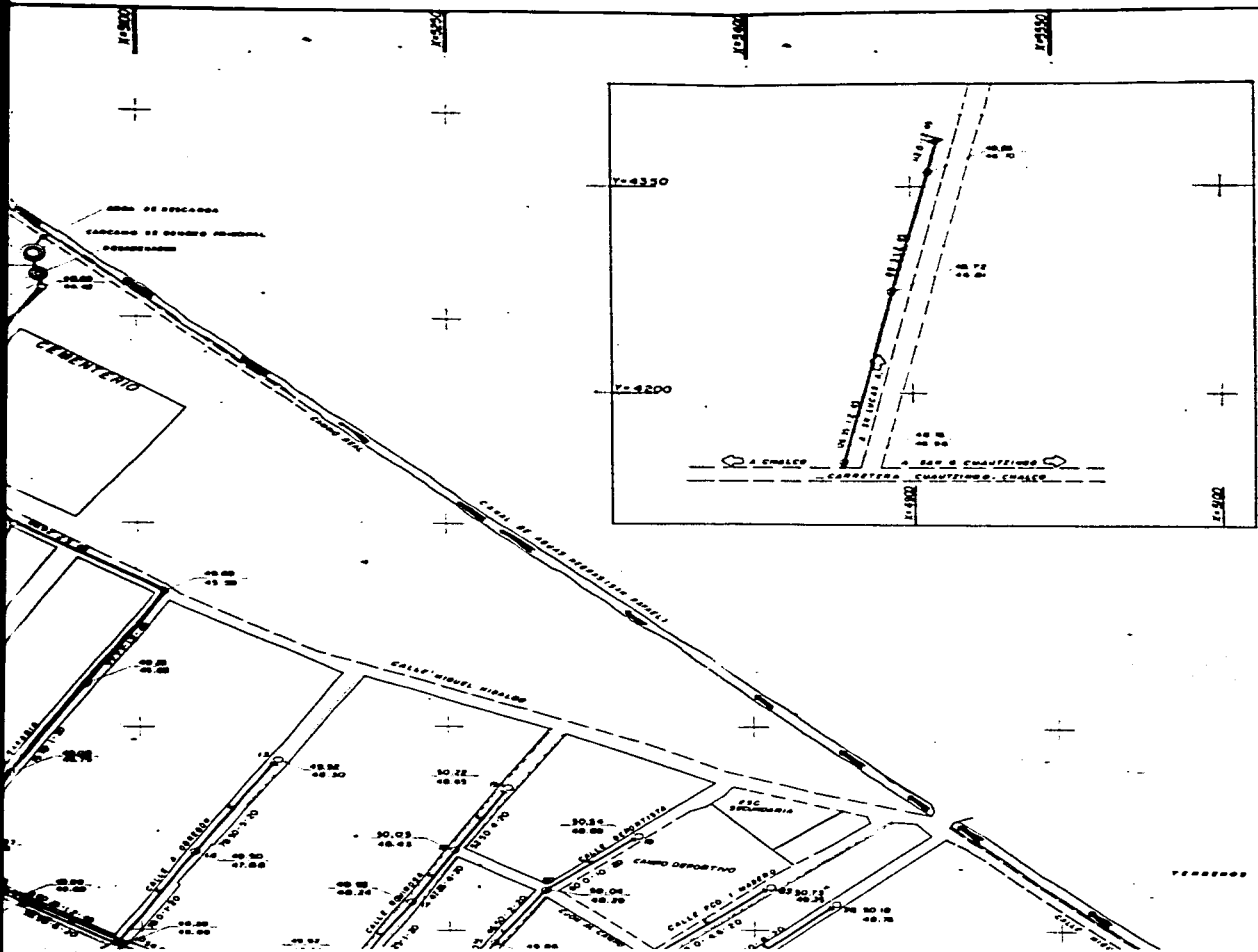
FIN DE ESCADA

ESCADA DE BARRIO FEDERAL
RECONSTRUIDA

CEMENTERO





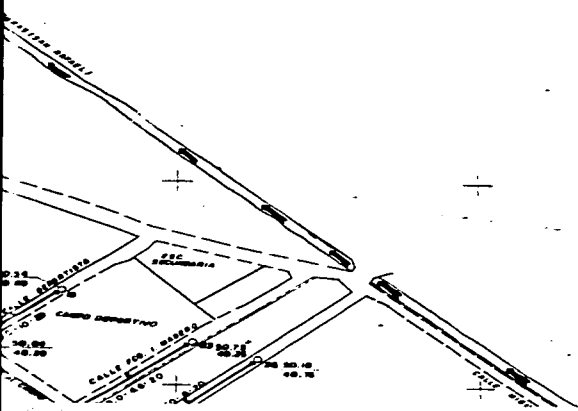
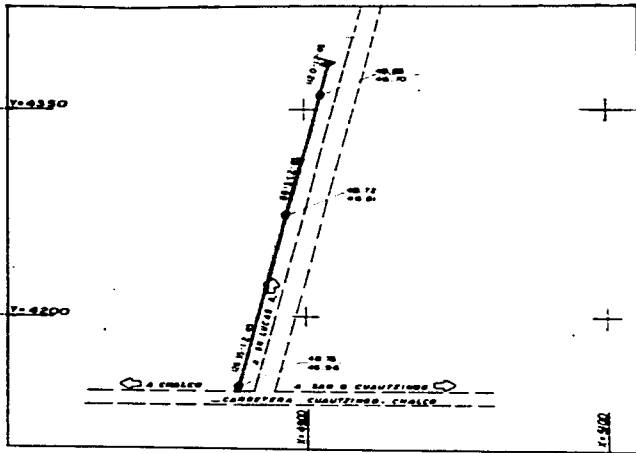


LOCALIZACION

SIMBOLOS

PARAMENTO COMERCIAL
 PARAMENTO VIVIENDA
 GUARNICION
 ESTACIONAMIENTO

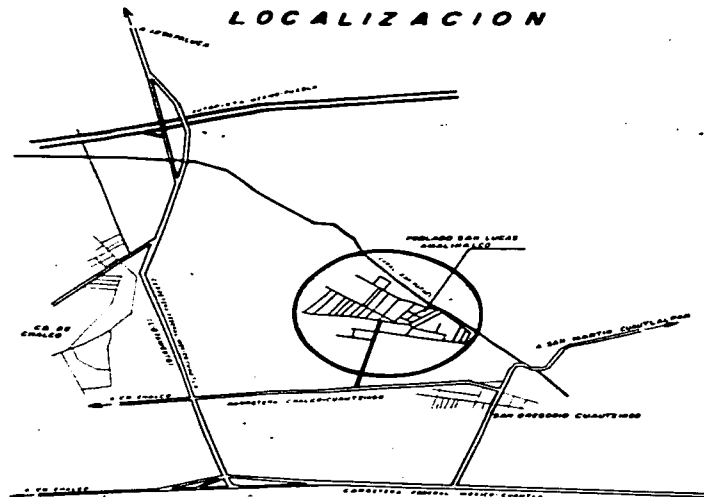
TERRAZO DE USO INDUSTRIAL



PERIMETRO DE USO INDUSTRIAL

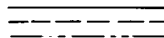


LOCALIZACION



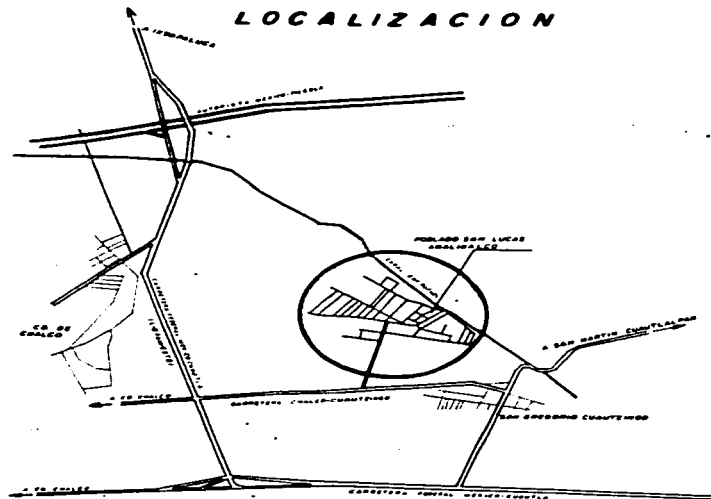
SIMBOLOGIA

PARAMENTO CONSTRUIDO
 PARAMENTO VIRTUAL
 GUARNICION
 PERIMETRO DE USO INDUSTRIAL



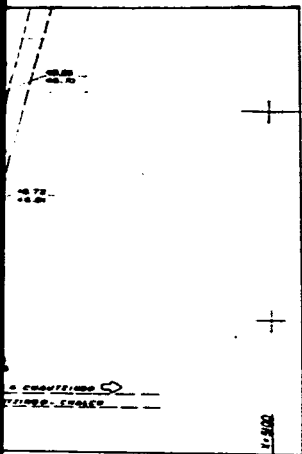
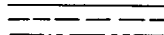


LOCALIZACION



SIMBOLOGIA

PARAMENTO CONSTRUIDO
PARAMENTO VIRTUAL
GUARNICION
EXHIBICION



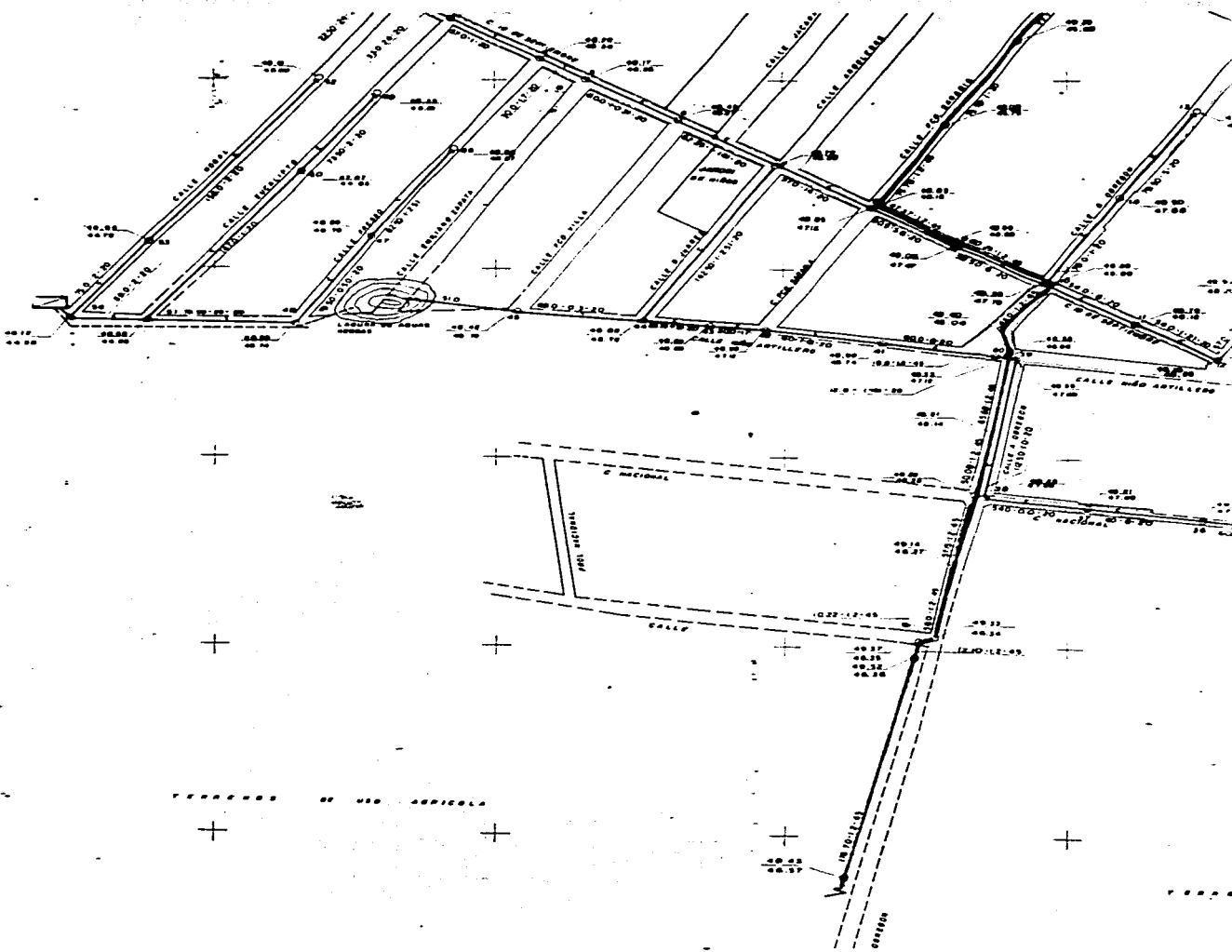
TERRENO DE USO INDUSTRIAL

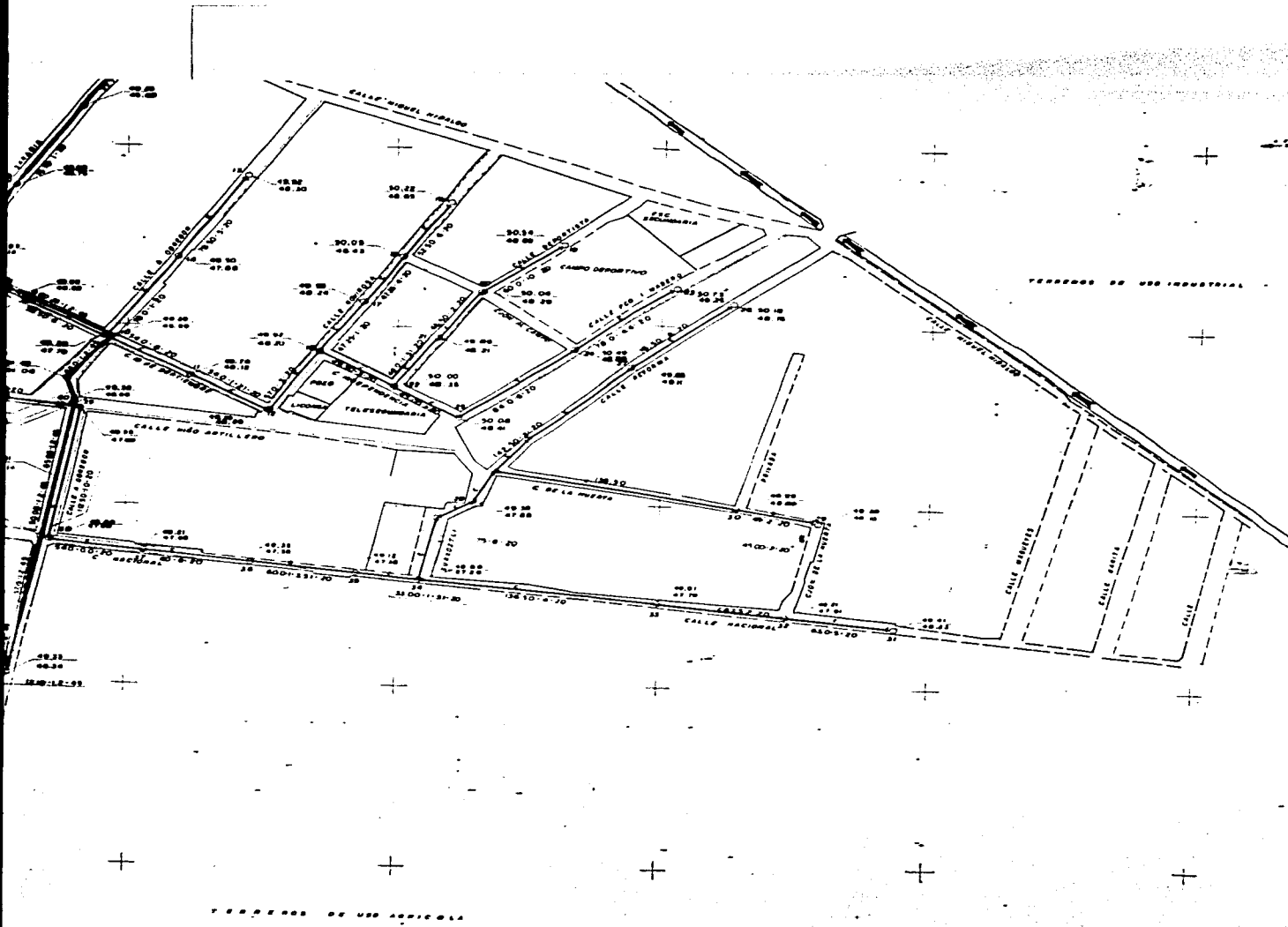
3100-Y

4200-Y

4650-Y

4900-Y



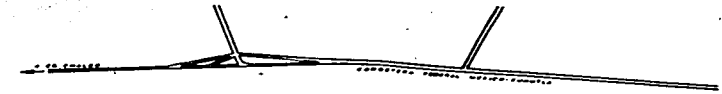
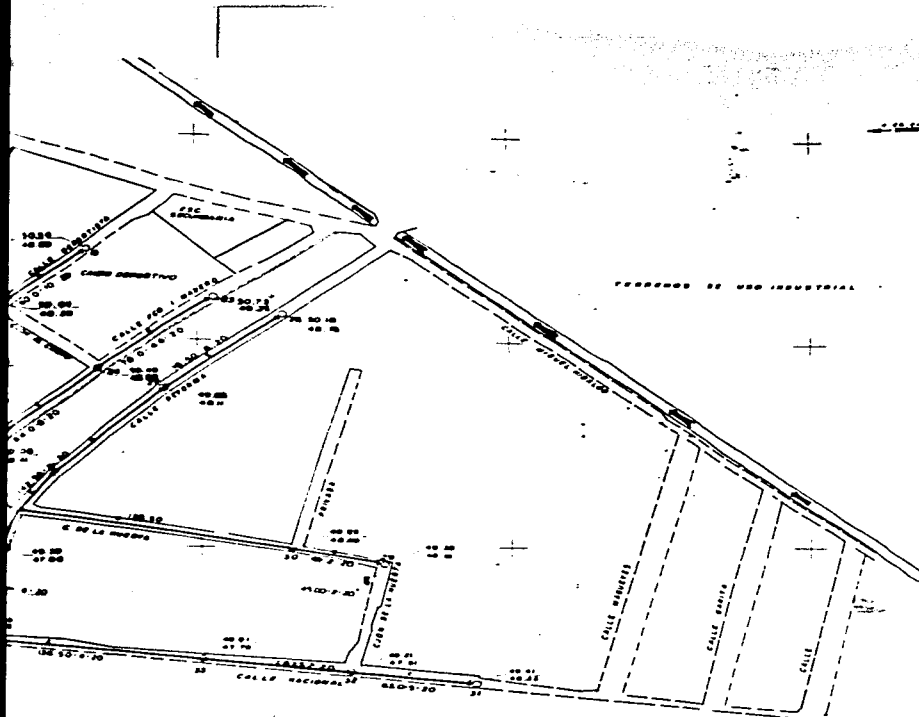


SIMBOL

- PARAMENTO C
- PARAMENTO V
- GUARNICION
- ESCURRIMIENTO
- ATRIE A
- COLECTOR
- POZO DE VISITA
- ESTACION DE B
- Elevacion de B
- Elevacion de p
- Longitud - P

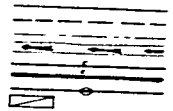



TE
 M
 M
 ASCEN
 ALUMEN
 CA



SIMBOLOGIA

- PARAMENTO CONSTRUIDO
- PARAMENTO VIRTUAL
- GUARNICION
- ESCURRIMIENTO
- ATARJE A
- COLECTOR
- POZO DE VISITA COMUN
- ESTACION DE BOMBEO
- Elevacion de terreno
- Elevacion de plantilla
- Longitud - Pendiente - Diámetro (m.-mils.-cm)






TESIS PROFESIONAL

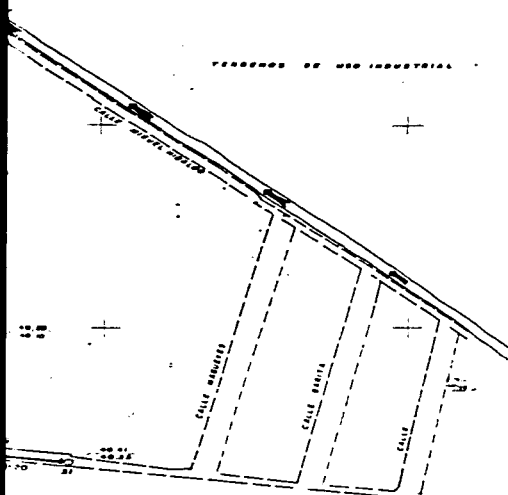
ENEP UNAM ARAGON
INGENIERIA CIVIL

**TEMA: PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO
SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS
AMALIRALCO, ESTADO DE MEXICO**

ASESOR: ING. SERGIO TOKRY LOPEZ
ALUMNOS: BOLAÑOS QUINTANA MANUEL ISMAEL
CASTELLANOS RODRIGUEZ JORGE MANUEL

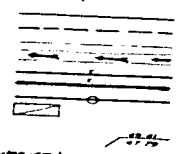
PLANO NO. **2** TITULO DEL PLANO: **RED DE ALCANTARILLADO ACTUAL**





SIMBOLOGIA

- PARAMENTO CONSTRUIDO
- PARAMENTO VIRTUAL
- GUARNICION
- ESCURRIMIENTO
- ATARJE A
- COLECTOR
- POZO DE VISITA COMUN
- ESTACION DE BOMBEO
- Elevacion de terreno
- Elevacion de plantilla
- Longitud - Perdigon - Diametro (m. milim. - cm)





TESIS PROFESIONAL

ENEP UNAM ARAGON
INGENIERIA CIVIL

**TEMA: PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO
SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS
AMALINALCO, ESTADO DE MEXICO**

ASESOR: ING GERARDO TOXRY LOPEZ
ALUMNOS: BOLAÑOS QUINTANA MANUEL ISMAEL
CASTELLANOS RODRIGUEZ JORGE MANUEL

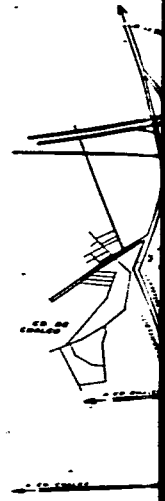
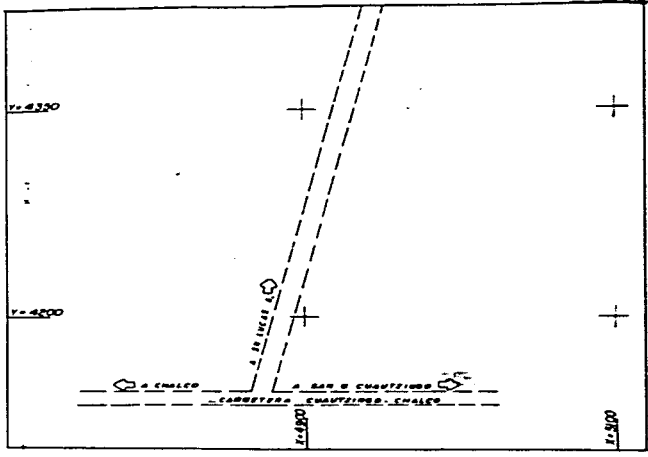
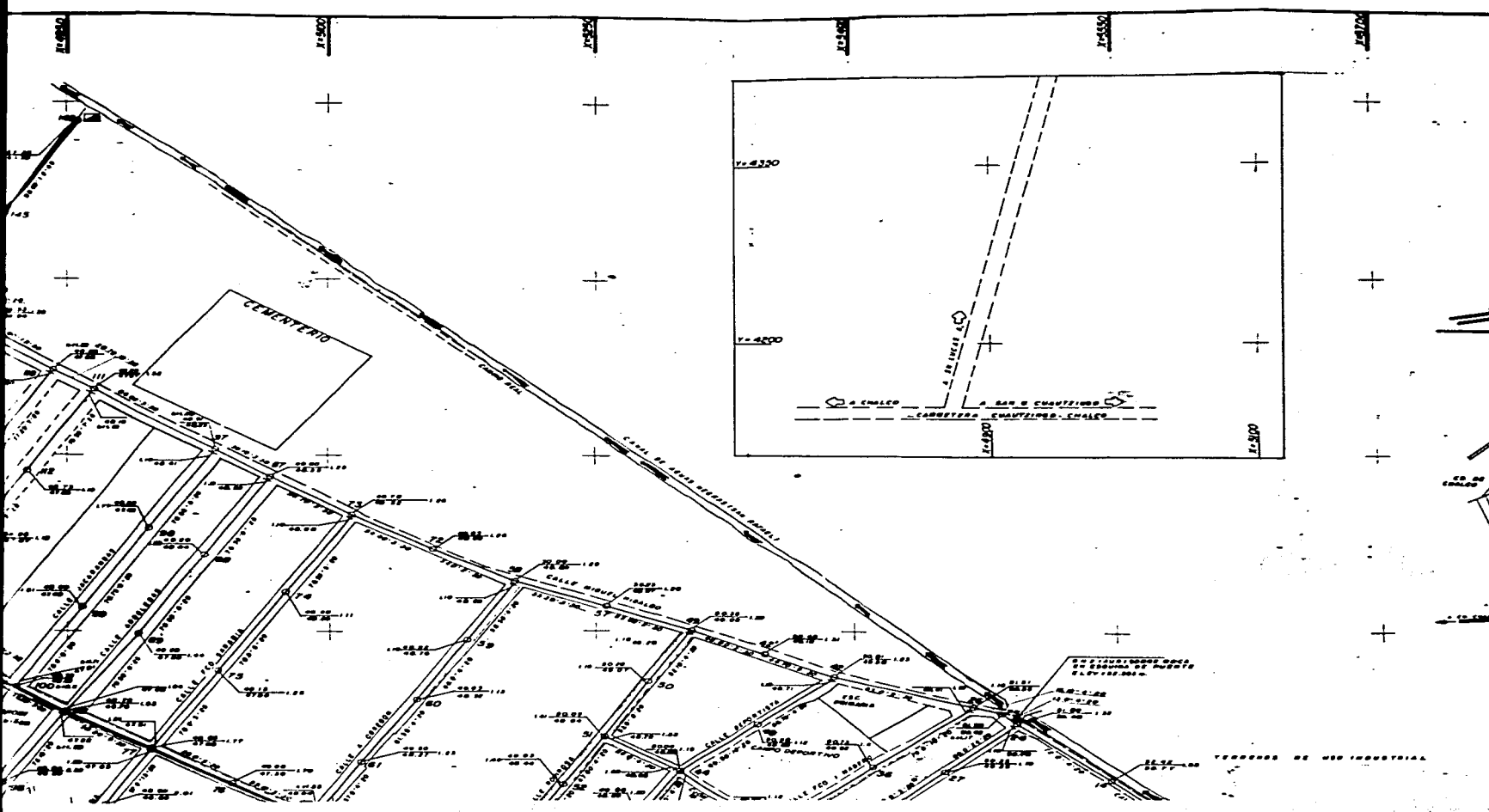


PLANO NO. 2

RED DE ALCANTARILLADO ACTUAL

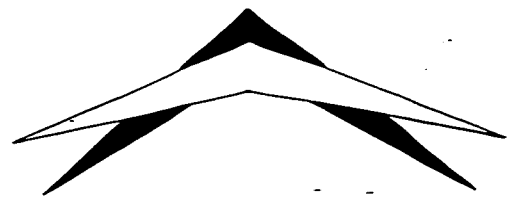
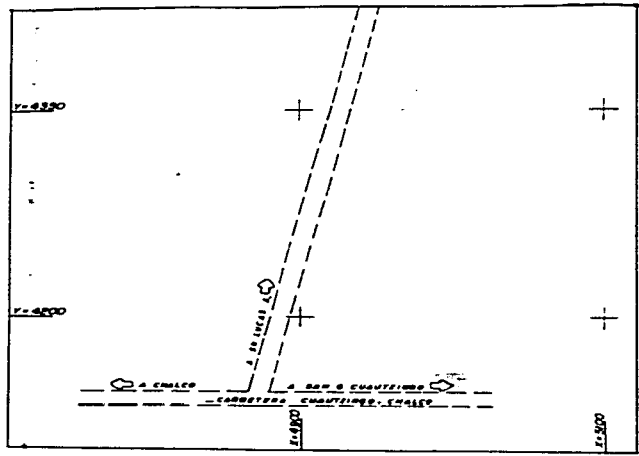
ESTACION 0+000

ESCALA 1:100

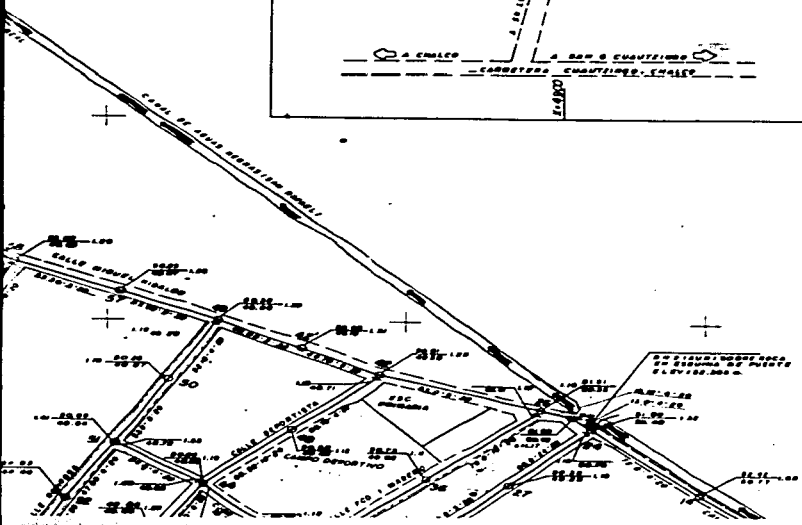
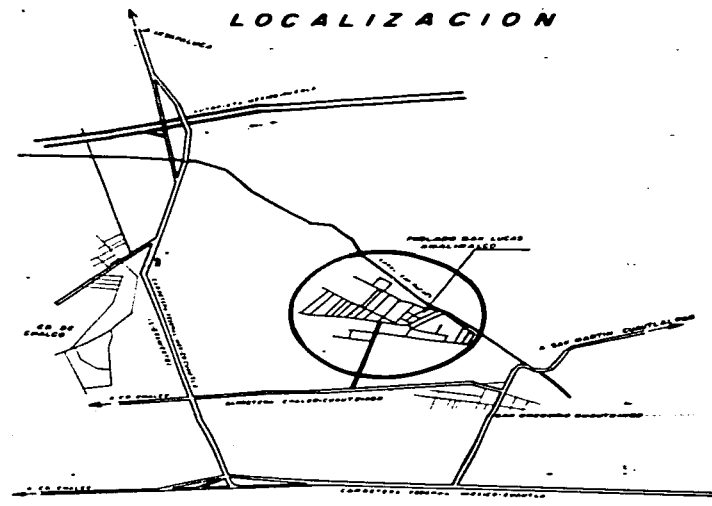


1. CERRAMIENTO DE LA CALLE FRANCISCO DE ASIS EN SU SECCION DE LA CALLE GUERRA A LA CALLE FRANCISCO DE ASIS.

TITULO DE USO INDUSTRIAL



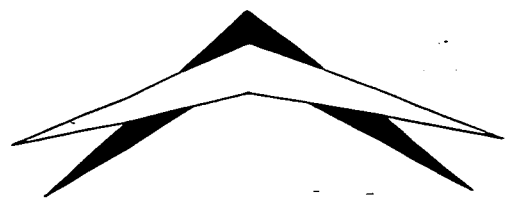
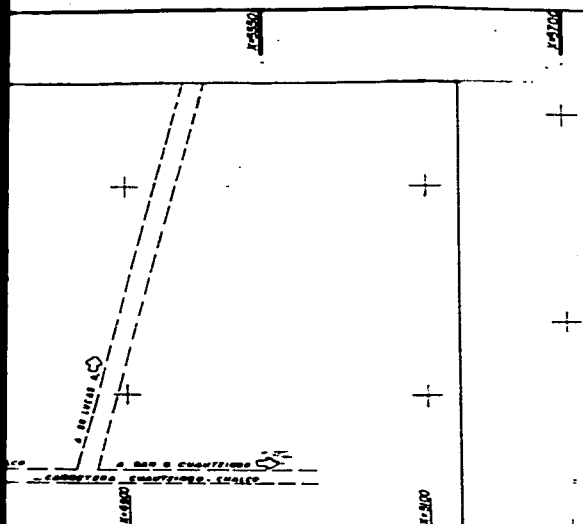
LOCALIZACION



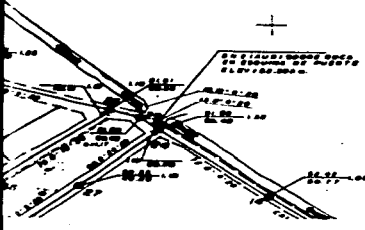
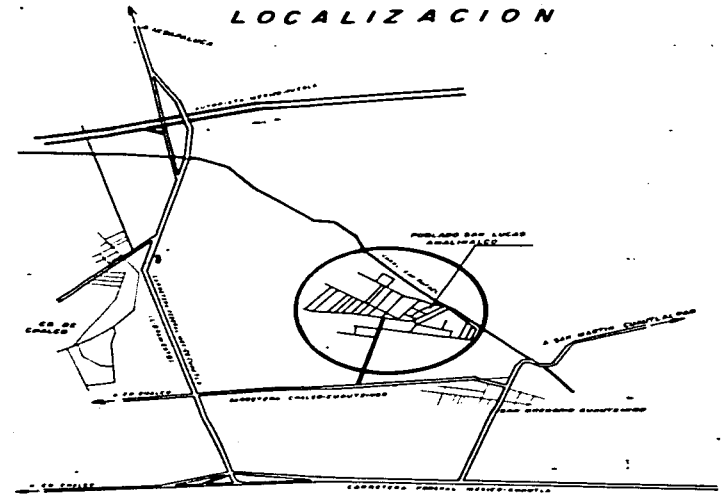
SIMBOLOGIA

PARAMENTO CONSTRUIDO
 PARAMENTO PROYECTADO

VEREDOS DE USO INDUSTRIAL

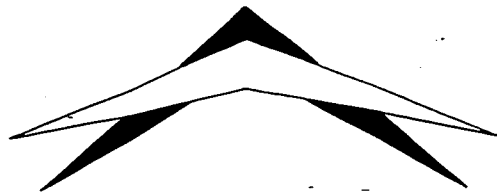


LOCALIZACION

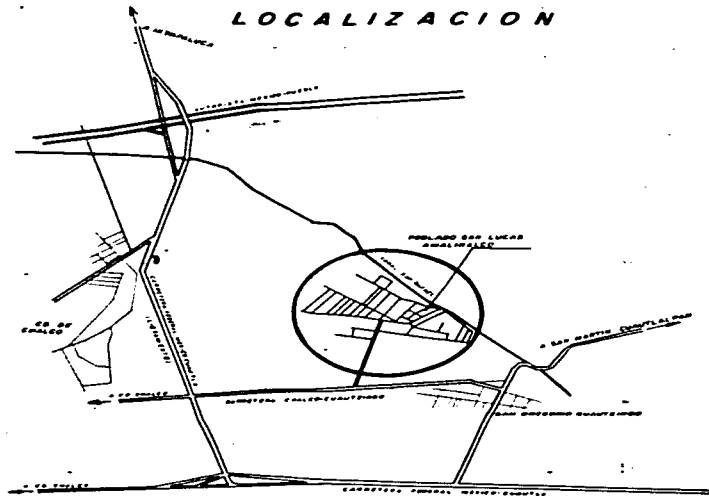


SIMBOLOGIA

PARAMENTO CONSTRUIDO
 PARAMENTO URBANO



LOCALIZACION



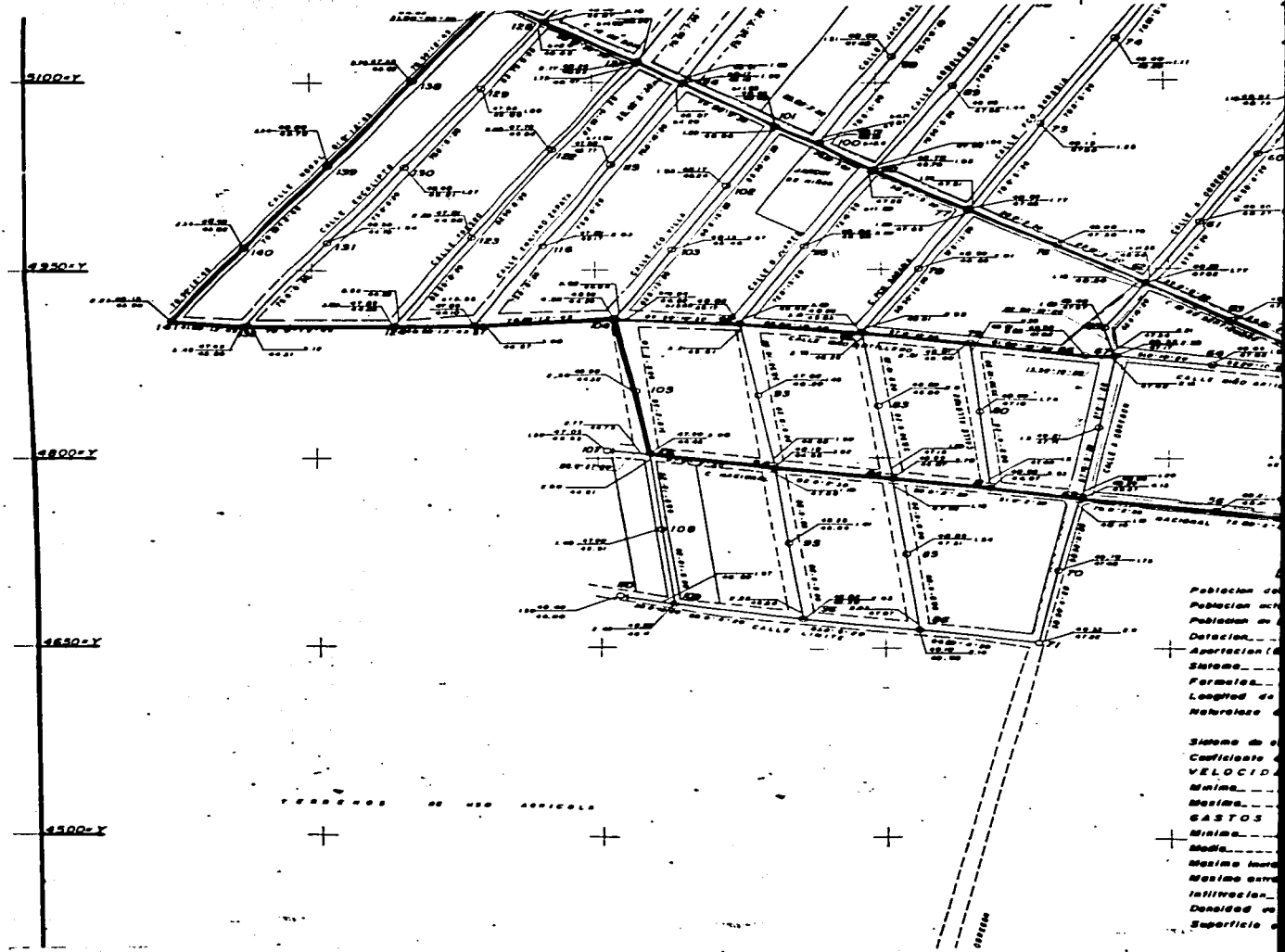
SIMBOLOGIA

PARAMENTO CONSTRUIDO

PARAMENTO INTENDIDO

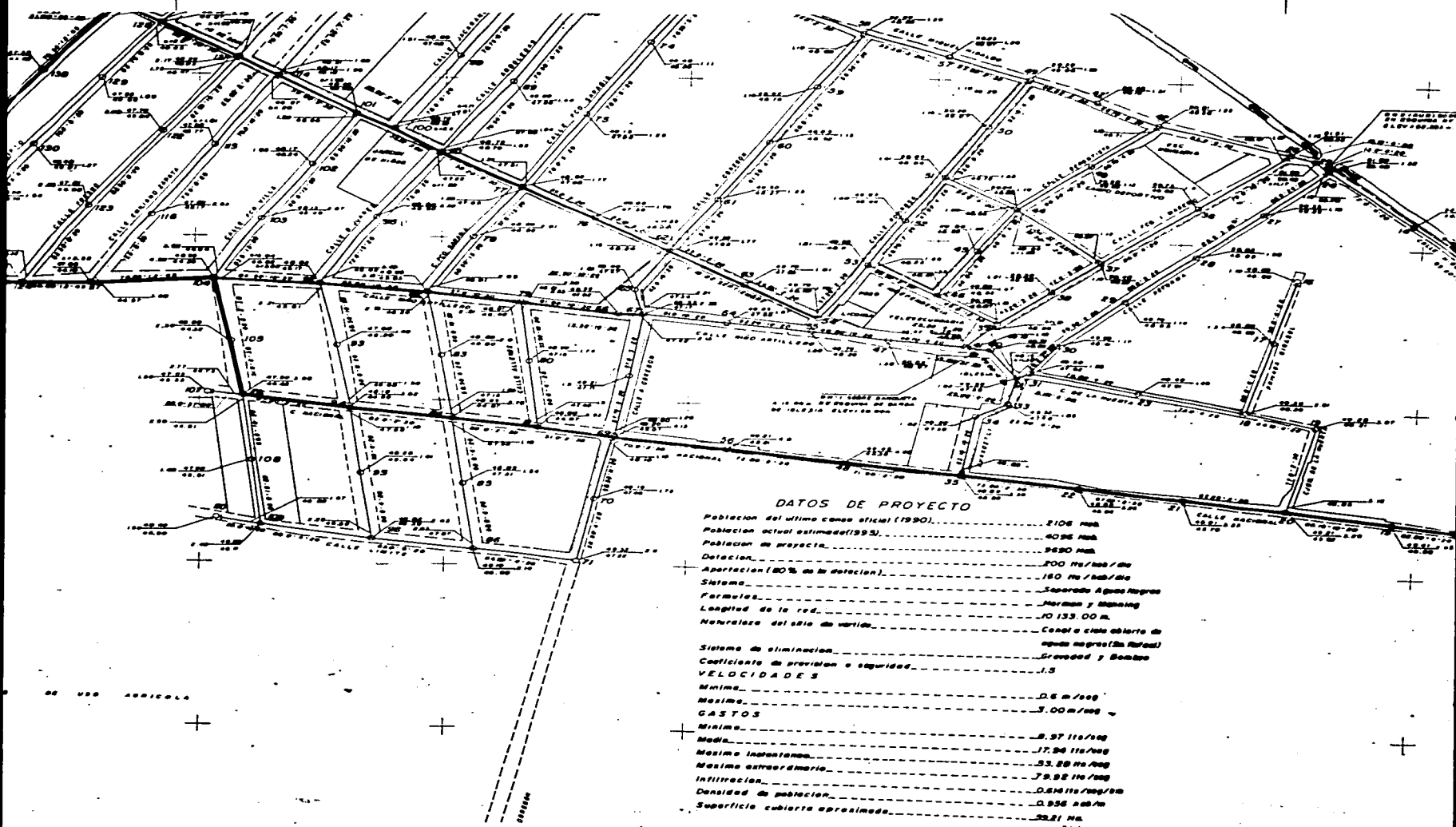
EL 2000

TERREROS DE USO INDUSTRIAL



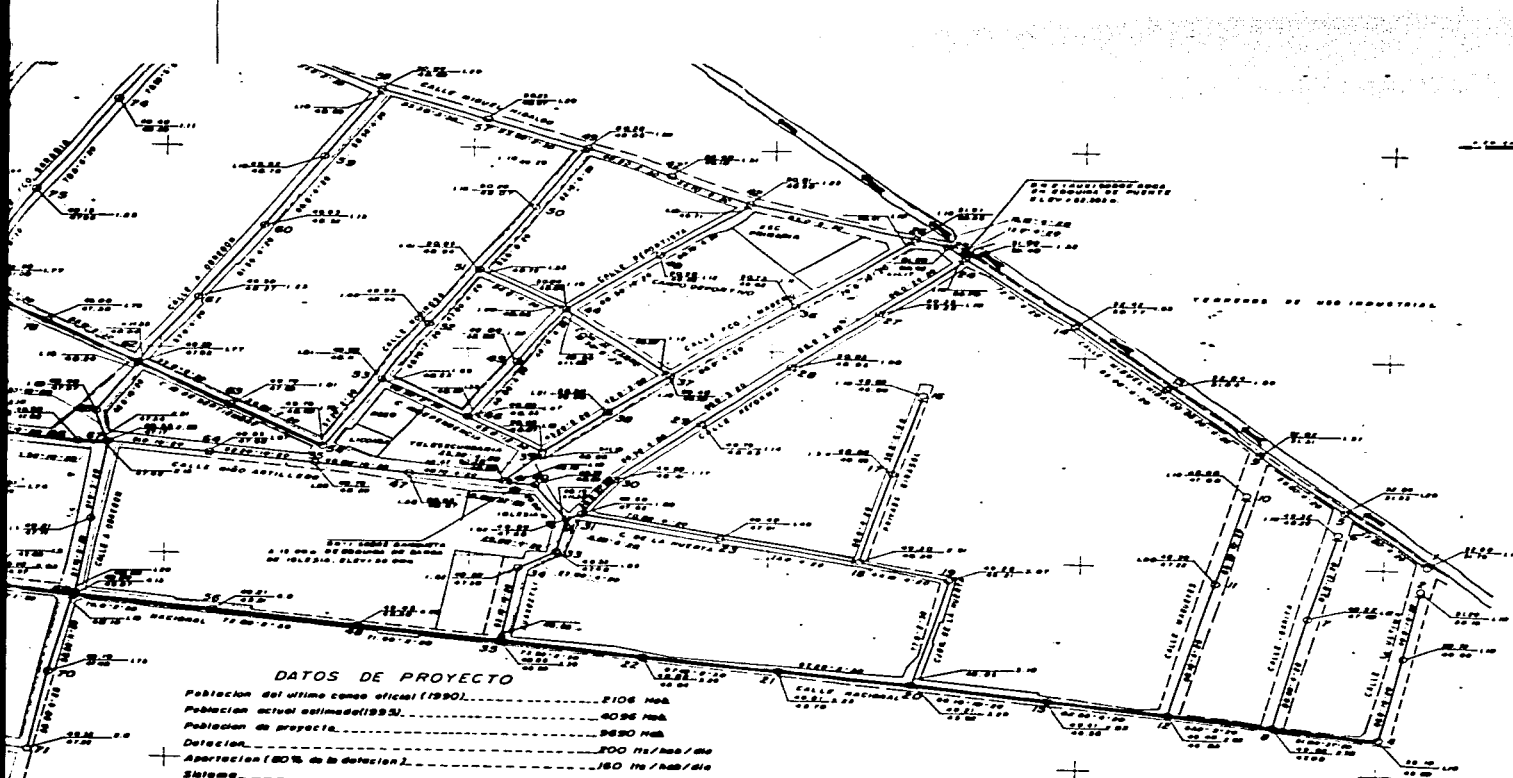
Poblacion de
 Poblacion mch
 Poblacion de
 Detencion
 Asociacion
 Sistema
 Formas
 Longitud de
 Naturaleza de

Sistema de
 Coeficiente de
VELOCIDAD
 Minimo
 Maximo
GASTOS
 Minimo
 Medio
 Maximo
 Maximo en
 Intestacion
 Densidad de
 Superficie de



DATOS DE PROYECTO

Poblacion del ultimo censo oficial (1990).....	2108 hab.
Poblacion actual estimada(1993).....	4096 hab.
Poblacion de proyecto.....	9680 hab.
Densidad.....	200 hab./ha/da
Aportacion(80% de la densidad).....	160 ha/hab/da
Sistema.....	Separedo Agua Negra
Formulas.....	Moran y Manning
Longitud de la red.....	10 133.00 m.
Naturaleza del sitio de vertido.....	Canal a cielo abierto de aguas negras(En Refugio)
Sistema de eliminacion.....	Creeped y Bombeo
Coefficiente de prevision e seguridad.....	1.5
VELOCIDADES	
Minima.....	0.6 m/seg
Maxima.....	3.00 m/seg
GASTOS	
Minimo.....	8.97 lts/seg
Medio.....	17.94 lts/seg
Maximo instantaneo.....	53.88 lts/seg
Maximo extraordinario.....	79.92 lts/seg
Infiltracion.....	0.64 lts/seg/m
Densidad de poblacion.....	0.956 hab/m
Superficie cubierta aproximada.....	25.21 Ha.



SIMBOLOS

- PARAMENTO
- PARAMENTO
- GUARNICION
- ESCURMIEN
- COLECTOR
- SUBCOLECTOR
- ATRIUN
- CABESA DE ATRIUN
- POZO DE VISITA
- POZO CON CAIC
- ESTACAS DE SO
- ELEVACION DE TERRENO
- ELEVACION DE PLANT
- ALERTAS - PRODUCC
- 1:10,000 (1:20,000)

DATOS DE PROYECTO

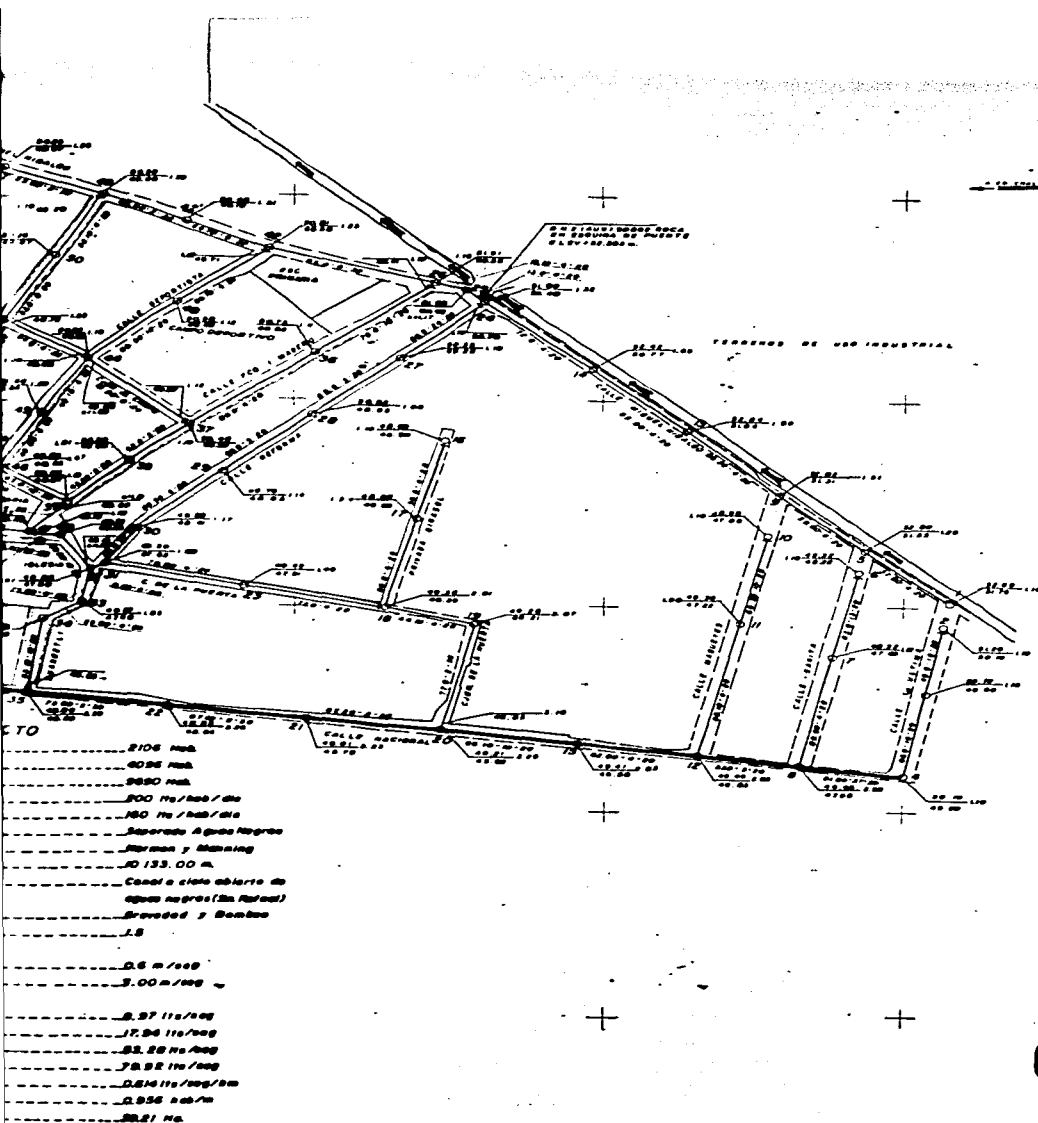
Populacion del ultimo censo oficial (1950).....	2108 Habs
Populacion actual estimada (1955).....	4096 Habs
Populacion de proyecto.....	4580 Habs
Deteccion.....	300 lit/mab/dia
Aportacion (80% de la deteccion).....	180 lit/mab/dia
Sistema.....	Separado Agua Negra
Fermeza.....	Norman y Manning
Longitud de la red.....	10 133.00 m.
Naturaleza del tipo de vertido.....	Canal a cielo abierto de aguas negras (St. Rafael)
Sistema de eliminacion.....	Gravedad y Bombas
Coefficiente de prevision o seguridad.....	1.5
VELOCIDADES	
Minima.....	0.6 m/seg
Maxima.....	3.00 m/seg
GASTOS	
Minimo.....	8.97 lit/seg
Medio.....	17.94 lit/seg
Maximo instantaneo.....	35.88 lit/seg
Maximo extraordinario.....	79.92 lit/seg
Infiltracion.....	0.84 lit/seg/m
Densidad de poblacion.....	0.956 hab/m
Superficie cubierta aproximada.....	30.21 Ha.



TESIS
ENEP

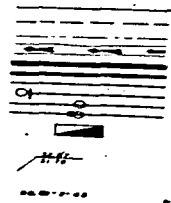
TEMA: PROYECTO DE LA RED DE ALICANTALLADO DE LUCA ABALBA
ASESOR: ING. GERARDO TORRES
ALUMNOS: BOLIVAR GUSTAVO, CASTELLANO GONZALO

PLANO N° 100000 DEL PLANO:
3 RED DE ALICANTALLADO
AGOSTO 1955



SIMBOLOGIA

- PARAMENTO CONSTRUIDO
- PARAMENTO VIRTUAL
- GUARNICION
- ESCURRIMIENTO
- COLECTOR
- SUBCOLECTOR
- ATARJEA
- CABEZA DE ATARJEA
- POZO DE VISITA COMUN
- POZO CON CAIDA ADOSADA
- ESTACION DE BOMBEO
- ELEVACION DE TERRENO
- ELEVACION DE PLANTILLA
- LONGITUD - PENDIENTE - DIAMETRO
- 1:1000000 ESC.



TESIS PROFESIONAL

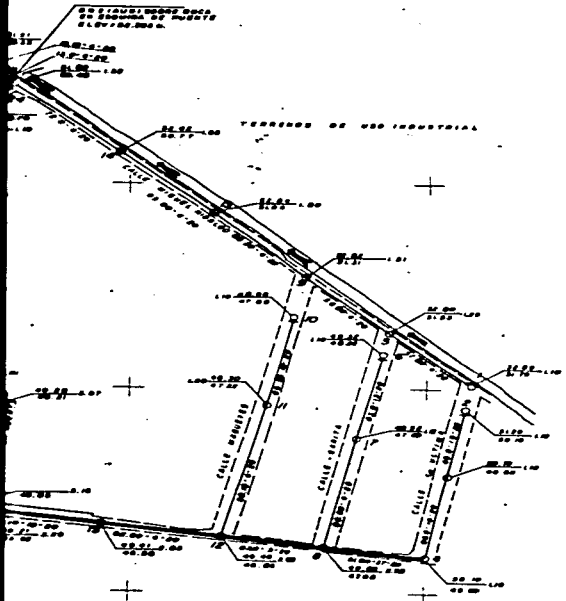
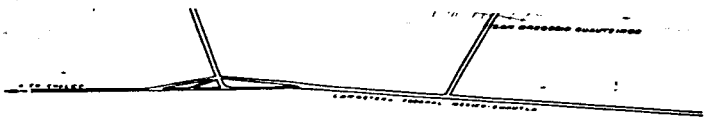
ENEP UNAM ARAGON
INGENIERIA CIVIL

TEMA: PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS AMALINALCO, ESTADO DE MEXICO

ASESOR: ING. GERARDO TORREY LOPEZ
ALUMNOS: SOLARIS QUINTANA MANUEL ISRAEL
CASTELLANOS RODRIGUEZ JOSE MARCEL

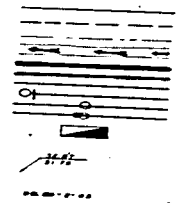
PLANO No. **3** RED DE ALCANTARILLADO (PROYECTO)





SIMBOLOGIA

- PARAMENTO CONSTRUIDO
- PARAMENTO VIRTUAL
- GUARNICION
- ESCURRIMIENTO
- COLECTOR
- SUBCOLECTOR
- ATARJEA
- CABEZA DE ATARJEA
- POZO DE VISITA COMUN
- POZO CON CAIDA ADOSADA
- ESTACION DE BOMBEO
- ELEVACION DE TERRENO
- ELEVACION DE PLANTILLA
- LOCUTOS - PERFORANTE - DIAMETROS
- 1/4" = 100' = 1"





TESIS PROFESIONAL

ENEP UNAM ARAGON

INGENIERIA CIVIL

TEMA: PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS AMALINALCO, ESTADO DE MEXICO

ASESOR: ING. GERARDO TORREY LOPEZ

ALUMNOS: BOLAÑOS GUNTANA MANUEL ISMAEL
CASTELLANOS RODRIGUEZ JORGE MANUEL

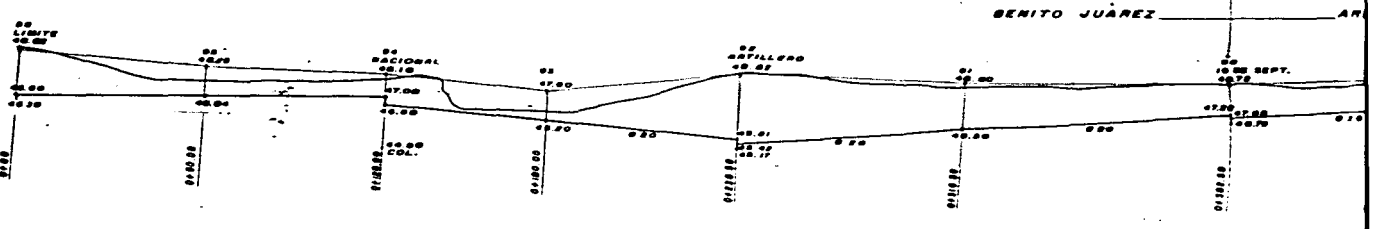
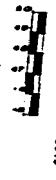
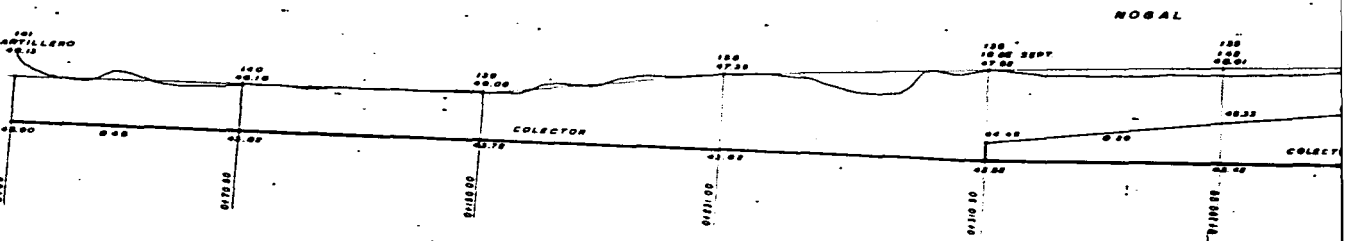
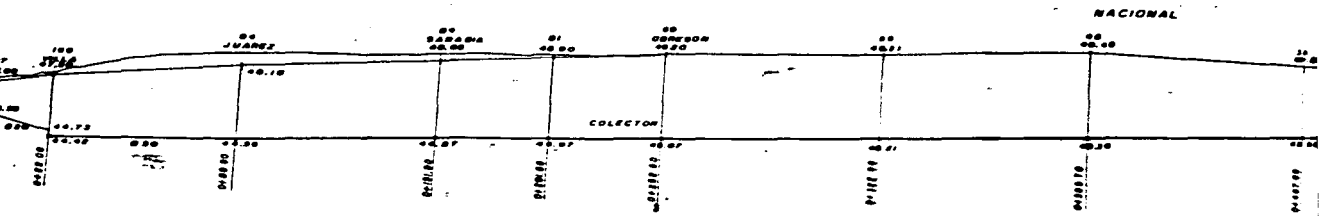
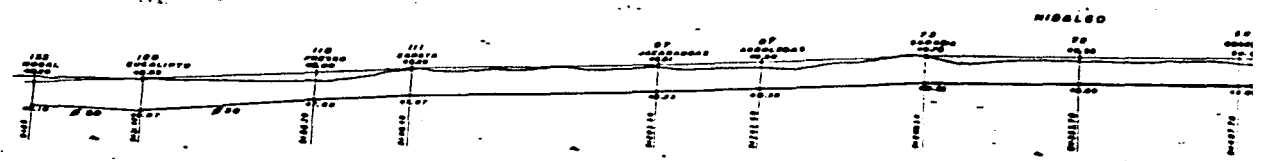
FECHA: _____

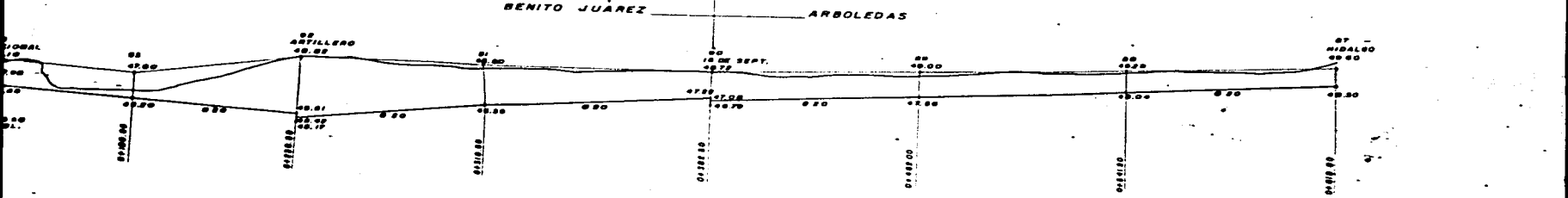
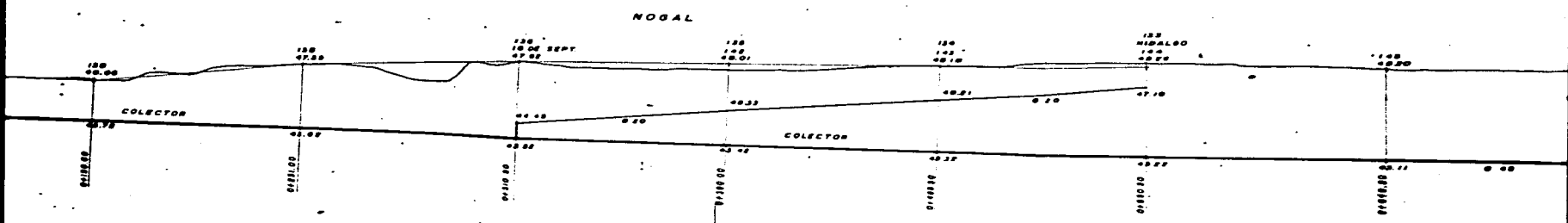
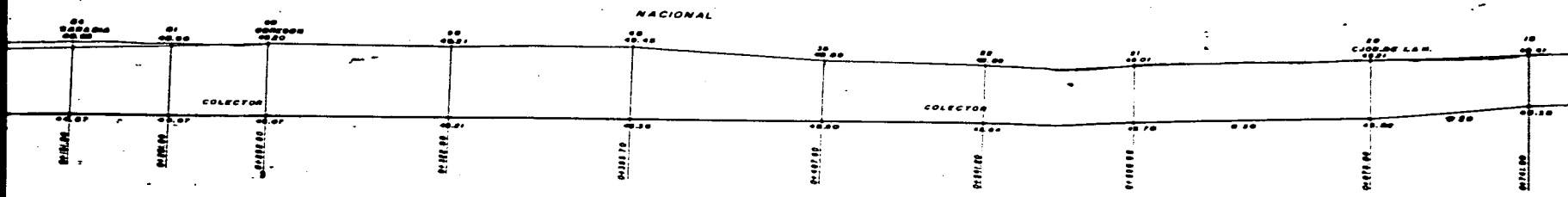
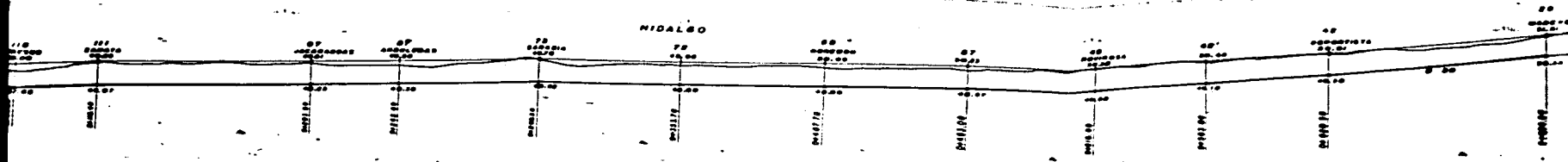
PLANO NO. 30000 DEL PLANO:

3 RED DE ALCANTARILLADO (PROYECTO)

ESCALA: 1:1000







NIBALSO

70
02.00
KITEPE

80
02.00
0410710

87
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

NACIONAL

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

90
02.00
0410710

NOBAL

100
02.00
0410710

100
02.00
0410710

100
02.00
0410710

100
02.00
0410710

100
02.00
0410710

COLECTOR

COLECTOR

JACARANDAS

100
02.00
0410710

100
02.00
0410710

100
02.00
0410710

LAREZ

ARBOLEDAS

100
02.00
0410710

100
02.00
0410710

100
02.00
0410710

100
02.00
0410710

LIMITE

100
02.00
0410710

100
02.00
0410710

100
02.00
0410710

VIA

SEPT

70
02.00
0410710

70
02.00
0410710

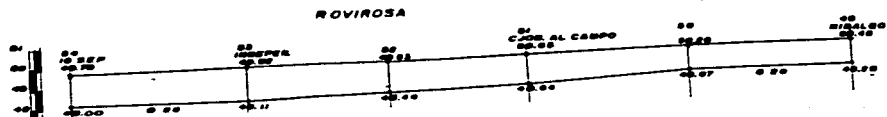
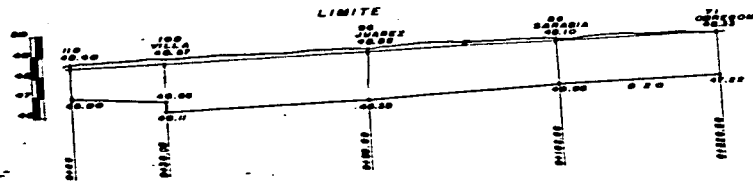
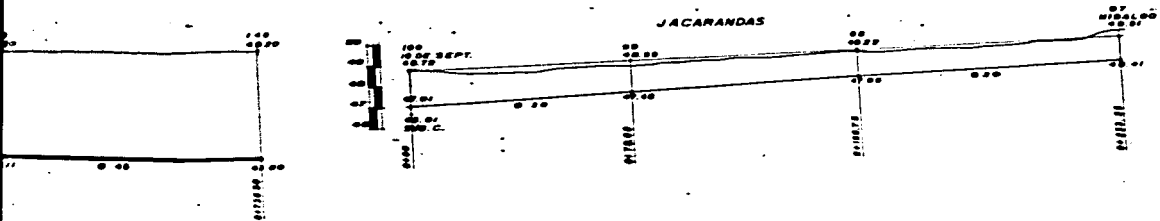
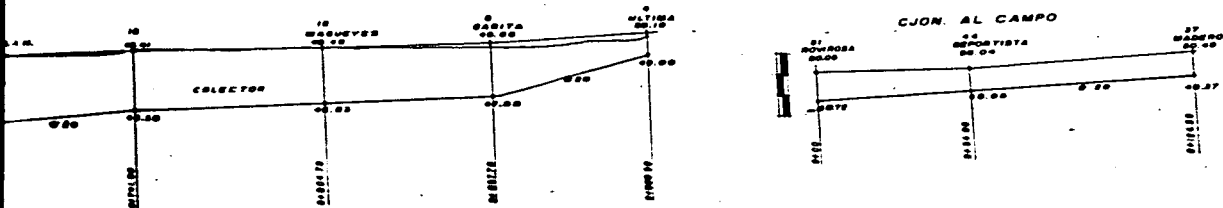
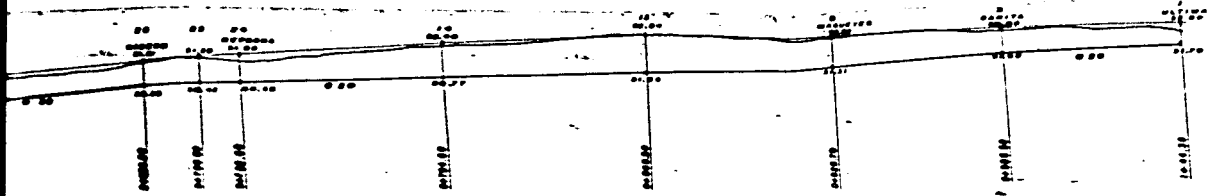
70
02.00
0410710

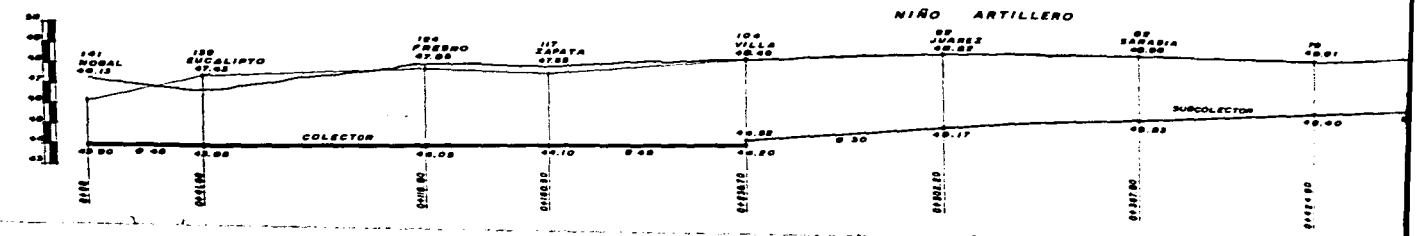
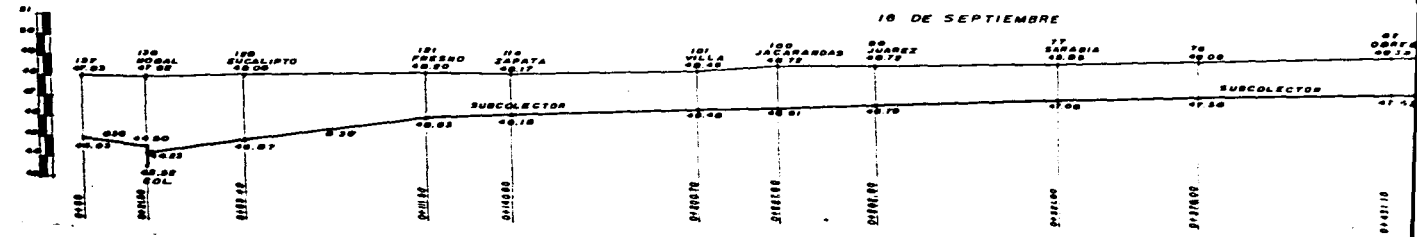
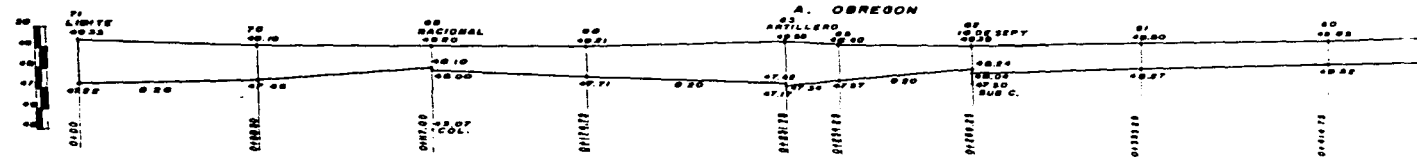
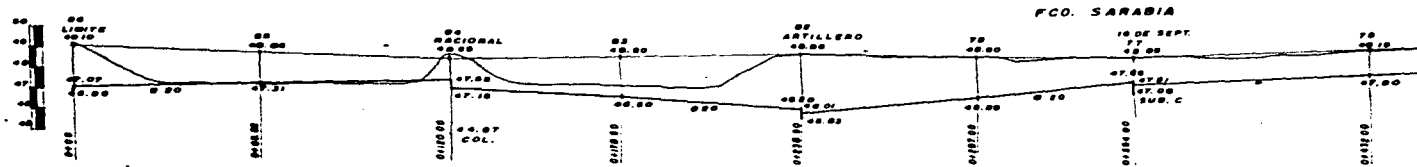
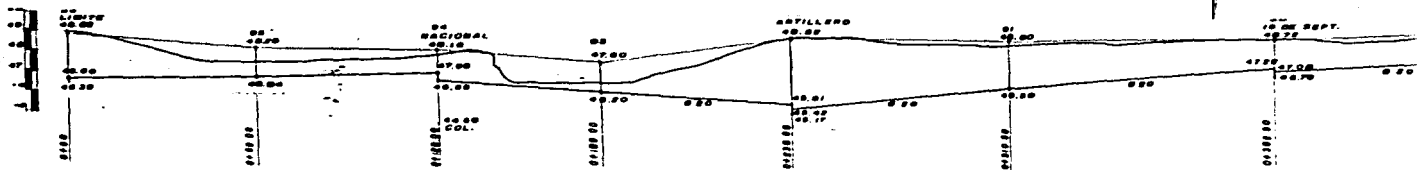
ROVIROSA

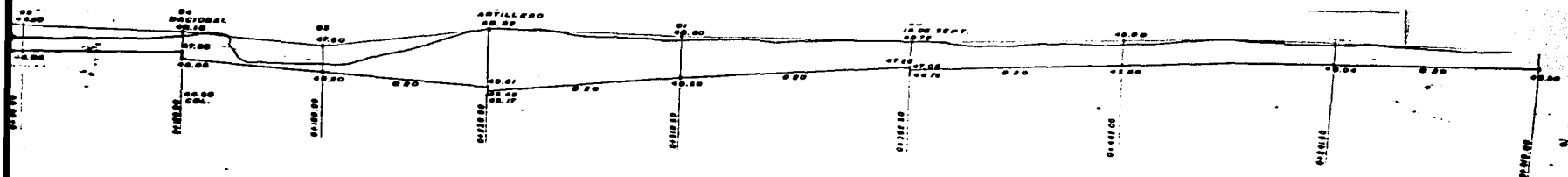
100
02.00
0410710

100
02.00
0410710

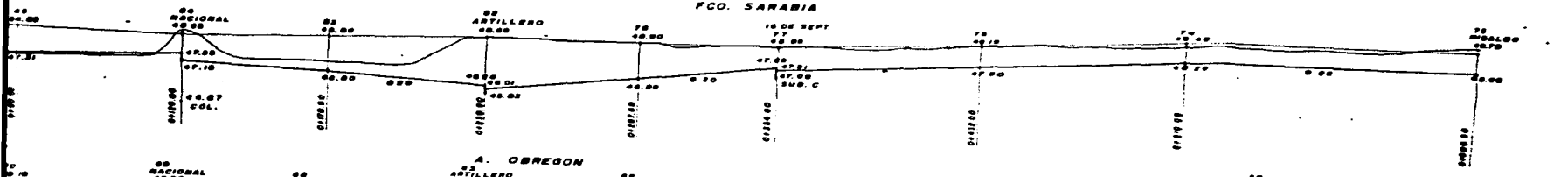
100
02.00
0410710



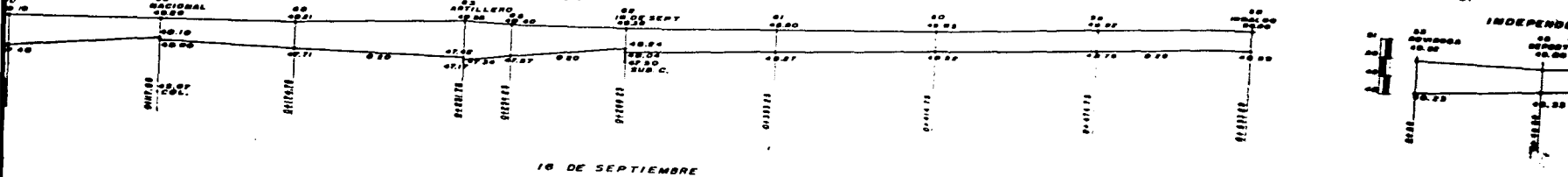




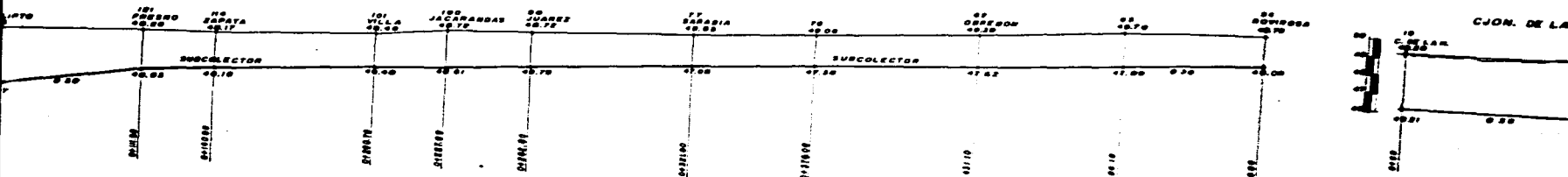
FCO. SARABIA



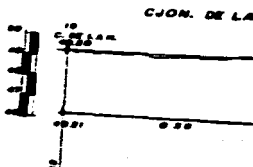
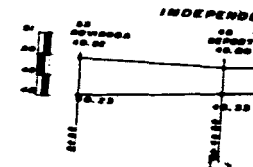
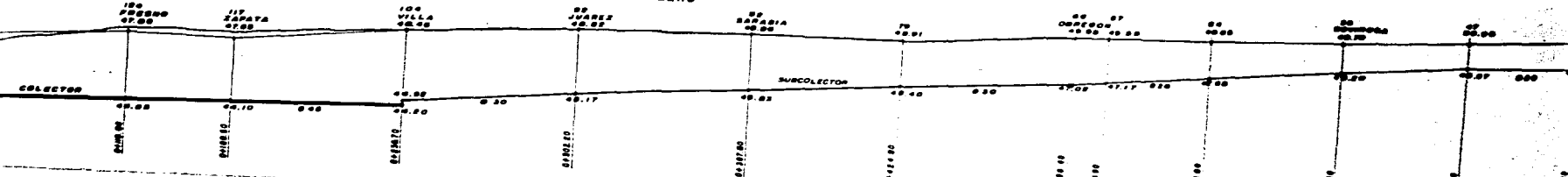
A. OBREGON

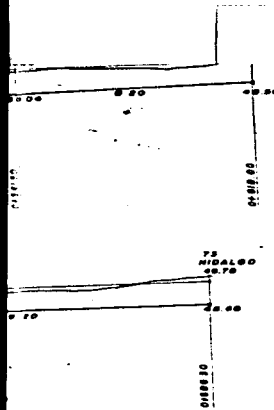


16 DE SEPTIEMBRE



NIÑO ARTILLERO

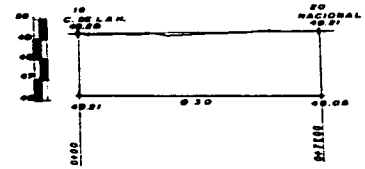




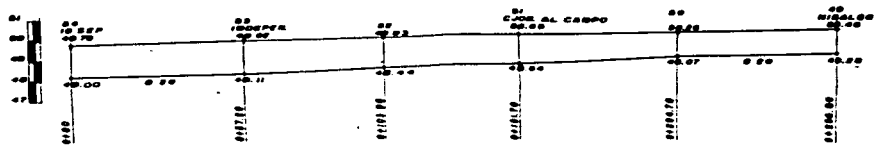
INDEPENDENCIA



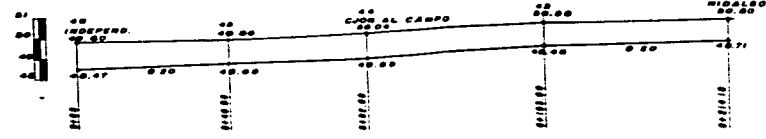
CJON. DE LA HUERTA



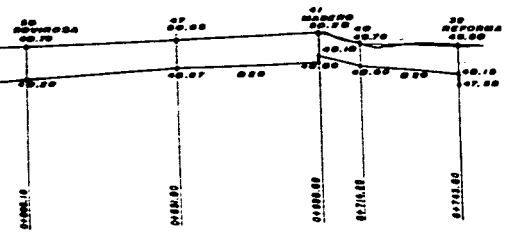
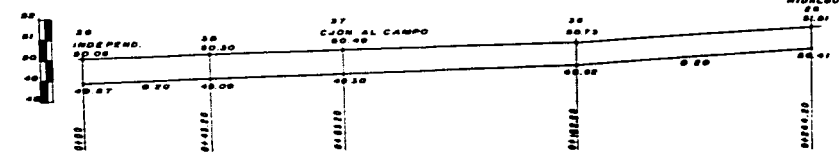
ROVIROSA



DEPORTISTA



FRANCISCO I. MADERO



SIMBOLOGIA

- Terrano natural
- Rasante propuesta
- Rasante existente
- No. de pozo
- Cota de rasante
- Cota de plantilla
- Diametro de tubería



TESIS PROFESIONAL

ENEP UNAM ARAGON

INGENIERIA CIVIL

TEMA: PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS AMALMALCO, ESTADO DE MEXICO

ASESOR: ING. SEPARDO TORREY LOPEZ

ALUMNOS: BOLANOS QUINTANA MANUEL ISRAEL CASTELLANOS RODRIGUEZ JORGE MANUEL

FECHA: _____

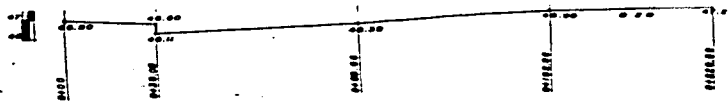
PLANO No. **4**

TIPO DE PLANO: **PERFILES**

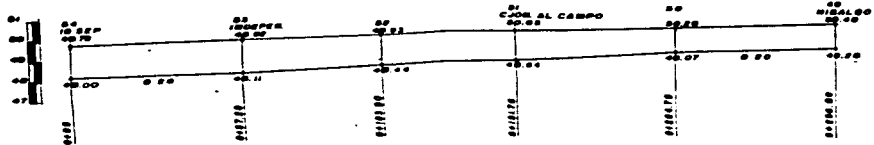
ESCALA: 1:100

FECHA: _____

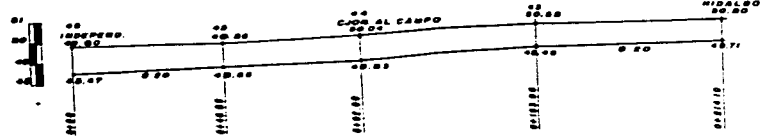
ESCALA: 1:100



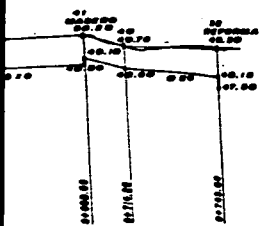
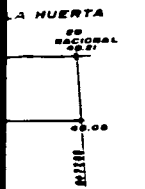
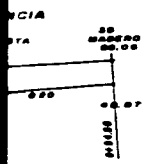
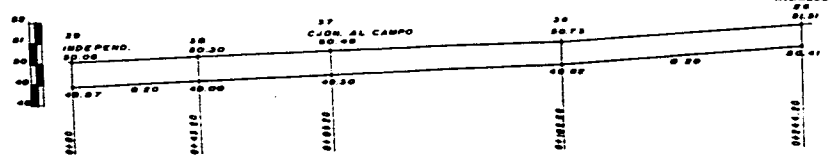
ROVIROSA



DEPORTISTA



FRANCISCO I. MADERO



SIMBOLOGIA

- Terrano natural
- Resante propuesta
- Resante existente
- No. de pozo 22 ROVIROSA 48.70
- Cota de resante 47.60 47.60
- Cota de plantilla 47.60 47.60
- Diametro de tubería



TESIS PROFESIONAL

ENEP UNAM ARAGON
INGENIERIA CIVIL

TEMA: PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO
SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS
ABAMALCO, ESTADO DE MEXICO

ASESOR: ING. GERARDO TORREY LOPEZ
ALUMNOS: BOLAÑOS GUNTARA MANUEL ISMAEL
CASTELLANOS RODRIGUEZ JORGE MANUEL

FECHA: _____

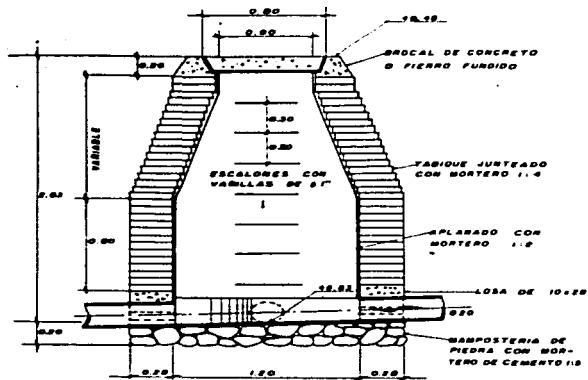
PLANO No. **4**

PERFILES

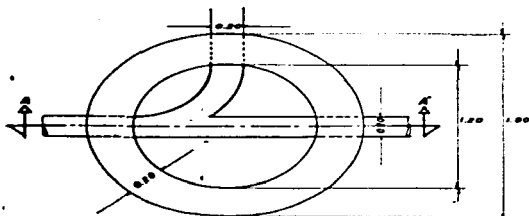
ASOCIACION MEXICANA

ESCALA: 1:1000
WEST: 1:100





CORTE A-A'



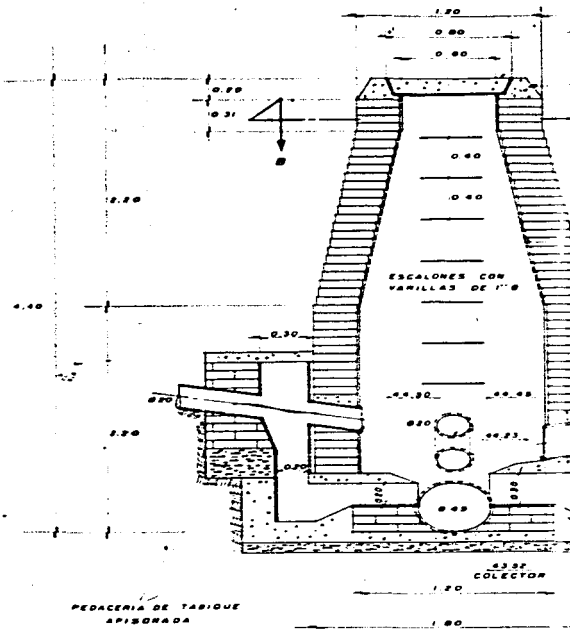
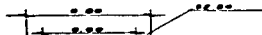
PLANTA

POZO DE VISITA COMUN

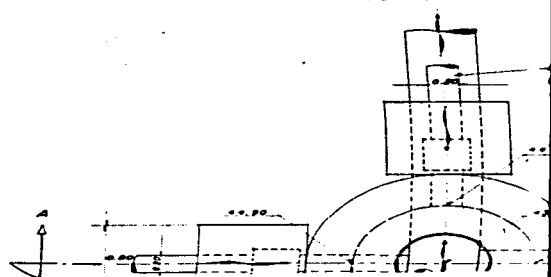
Elev. 11.20 Elev. 00.00

POZO No 12 UBICADO EN CALLE NACIONAL
ESQUINA CON CALLE MAGUEYES

Plan No 1 no acord para profesionales
diseño de 0.00 m



CORTE A-A'



LOCAL DE CONCRETO
Y FIERRO FUNDIDO

CON MORTERO
1:3 CON ES-
TRUCO MÍNIMO DE 1cm

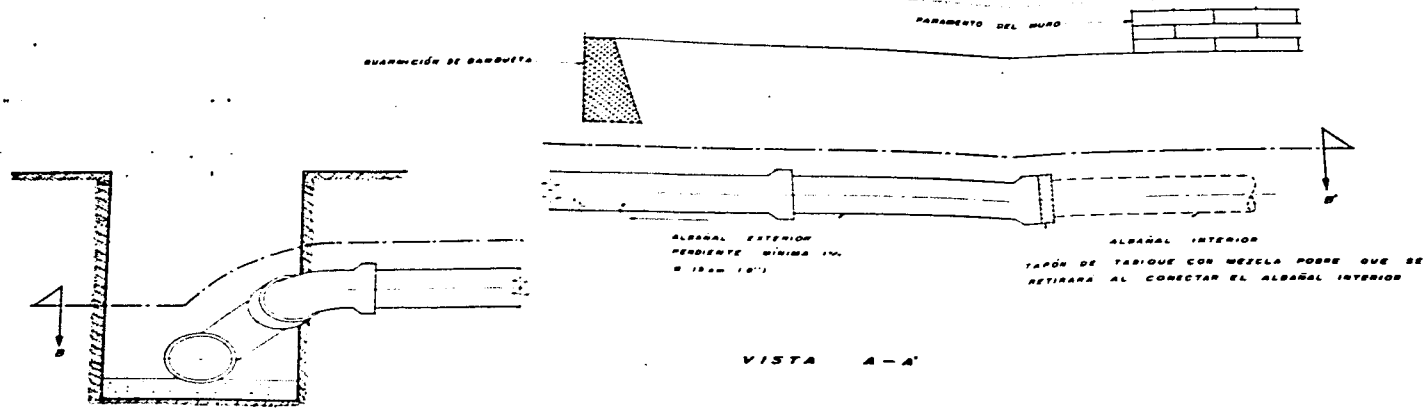
SUBCOLECTOR
Ø 30

BAJADA CON TUBO
DE CONCRETO

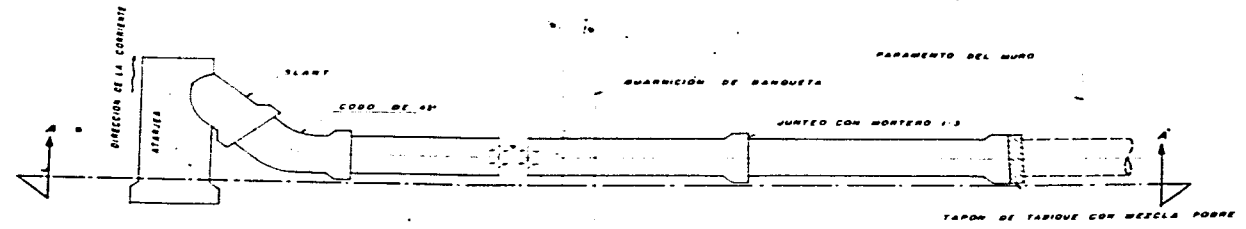
- Ø 27
- Ø 18
- Ø 10
- Ø 10
- Ø 10
- Ø 20

CONCRETO SIMPLE

CALLE ROSAL
LADO V
N.º 120



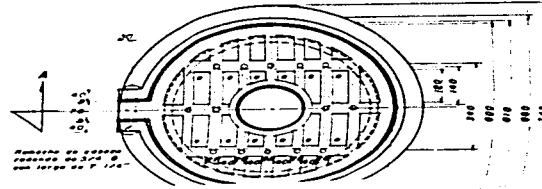
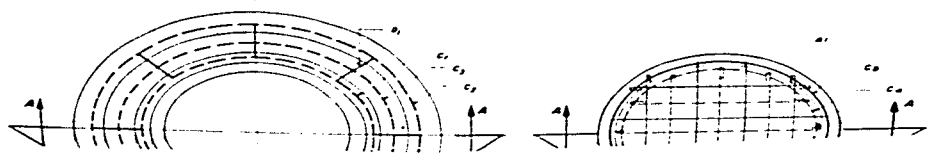
VISTA A-A'



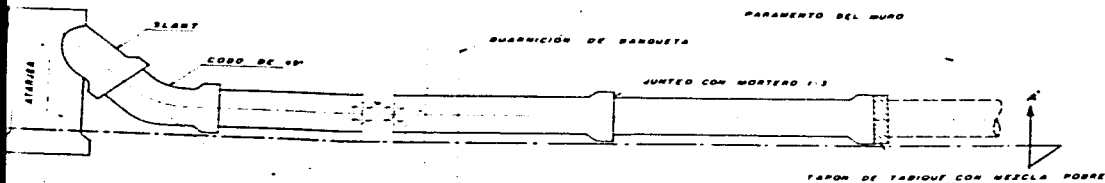
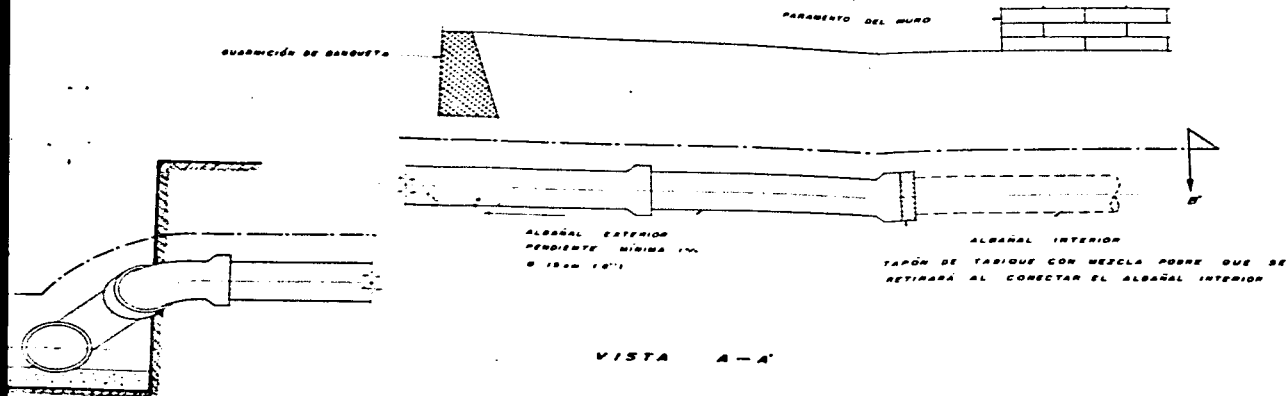
VISTA B-B'

CONEXION DE ALBAÑAL

Esc. 1:10

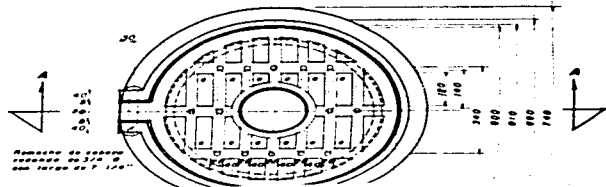


NUMERO DE OBRAS
FORMAS DE 30x40
CON TUBOS DE Ø 10



CONEXION DE ALBAÑAL

Esc. 1:10



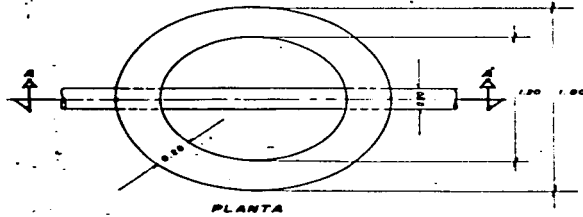
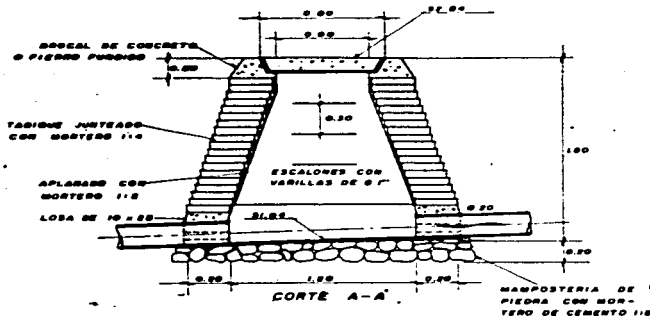
PLANTA

POZO DE VISITA COMUN

Esc. 1:50 Ancl. 0.50 m

POZO No 12 UBICADO EN CALLE NACIONAL
ESQUINA CON CALLE MADUEYES

Pozo tipo de usad para profundidades
mayores de 2.00 m



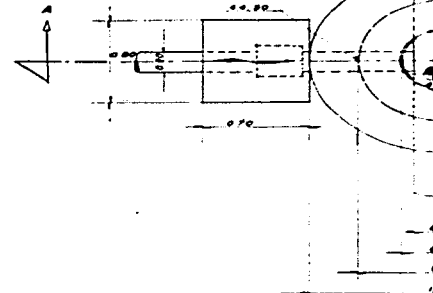
PLANTA

POZO DE VISITA COMUN

Esc. 1:50 Ancl. 0.50 m

POZO No 13 UBICADO EN CALLE HIDALGO
ENTRE CALLE MADUEYES Y CALLE GIRASOL

Pozo tipo de usad para profundidades mayores de 2.50m
y separao a lparao a 1.10m

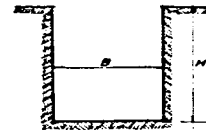


PLANTA
CORTE

POZO CO

PLANTA Y CORTE

POZO No 136
ESQUINA CON



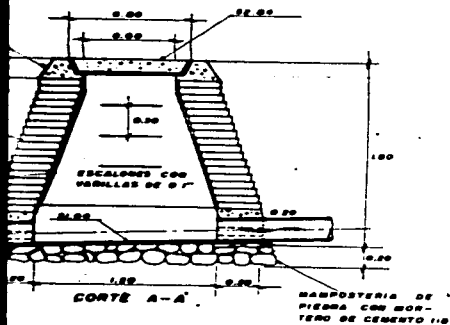
DIAM. INTER TUPO	ANCHO DE ZANJA "M"
1.00	1.10
0.70	0.80
0.70	0.70
0.50	0.60
0.50	0.50
0.40	0.40
0.30	0.30
0.20	0.20
0.15	0.15
0.10	0.10
0.05	0.05
0.00	0.00

ANCHO

PLANTA

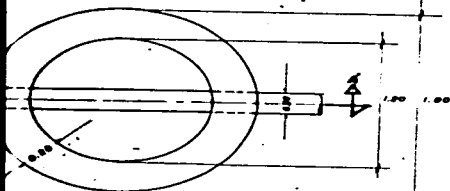
POZO DE VISITA COMUN
 Est. 1120 2000. 00 m
 POZO No 12 UBICADO EN CALLE NACIONAL
 ESQUINA CON CALLE MAGUEYES

Este tipo de obra para profundidades mayores de 0.90 m



CORTE A-A'

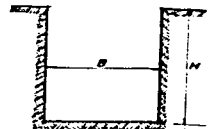
MAMPONERÍA DE PIEDRA CON MORTERO DE CEMENTO 1:1



PLANTA

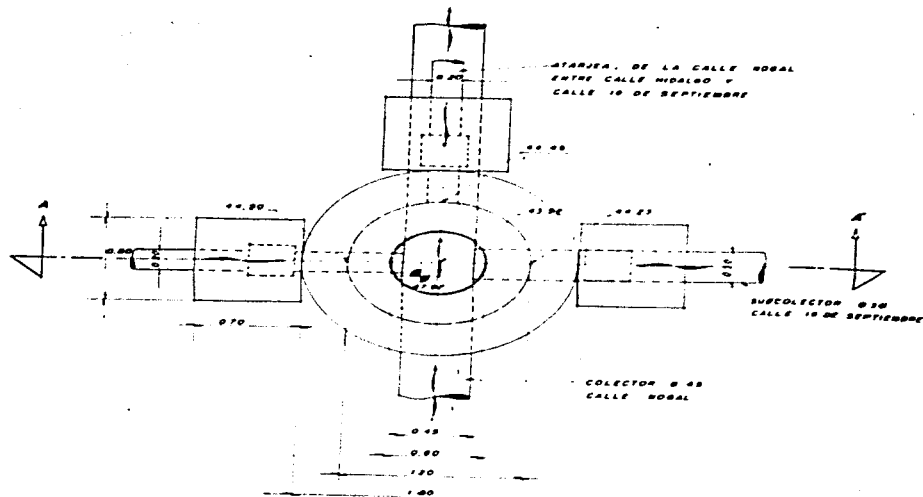
POZO DE VISITA COMUN
 Est. 1120 2000. 00 m
 POZO No 13 UBICADO EN CALLE HIDALGO
 ENTRE CALLE MAGUEYES Y CALLE GIRASOL

Este tipo de obra para profundidades mayores de 0.90 m



DIAM. INTER. TUBO (CM)	ANCHO DE ZANJA "B" (CM)
20	60
25	70
30	80
35	90
40	100
45	110
50	120
55	130
60	140
65	150
70	160
75	170
80	180
85	190
90	200
95	210
100	220
105	230
110	240
115	250
120	260
125	270
130	280
135	290
140	300
145	310
150	320

CORTE A-A'



PLANTA
 CORTE B-B'

POZO CON CAIDAS ADOSADAS
 Est. 1120 2000. 00 m

POZO No 136 UBICADO EN CALLE NDOAL
 ESQUINA CON 10 DE SEPTIEMBRE

NOTAS

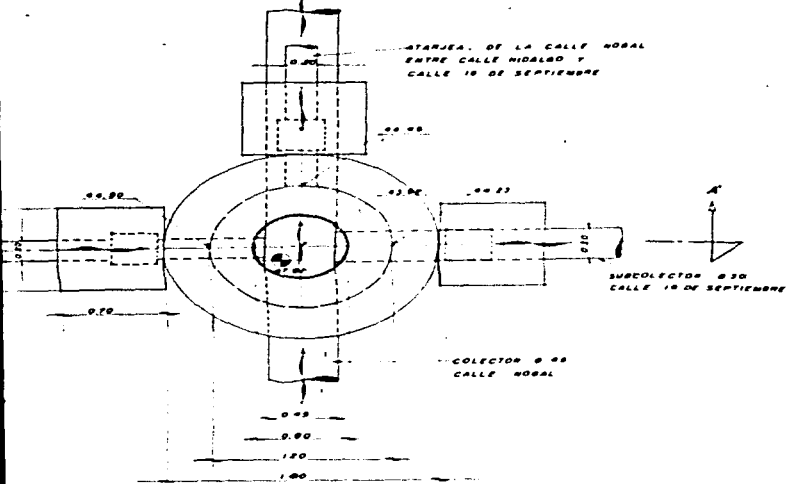
- 1- Las tuberías son de material cerámico con juntas de hule y se colocan sobre 40 cm de albañilería y para diámetros mayores de 40 cm se coloca y soja.
- 2- El conducto al lado sobre el tubo del tubo debe ser de 50 cm. ejemplo de los otros de que por razones económicas se hicieron de un diámetro mayor.
- 3- La profundidad mínima de la zanja será la que se indique en el cuadro de especificaciones exterior de la tubería y el espesor de la albañilería.
- 4- En todos los puntos de conexión se colocará una cámara de inspección de 30 cm de diámetro y se colocará una cámara de inspección de 30 cm de diámetro.
- 5- En el empalmado que se le ofrece en la obra del tubo, se colocará una cámara de inspección de 30 cm de diámetro, para a partir de esa cámara, donde se colocará el tubo de 50 cm de diámetro.
- 6- Si se autoriza el empleo de un mismo empalmado, el costo de obra deberá ser igual al indicado en la tabla más el costo del tubo de 50 cm de diámetro.
- 7- El registro interior más próximo al empalmado del tubo, deberá ser de 30 cm de diámetro.

ANCHO DE ZANJAS

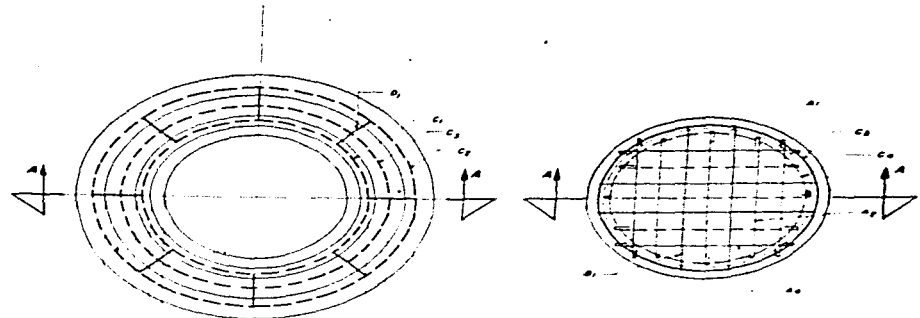
CONEXION DE ALBAÑAL

Esc 1:10

CORTE A-A

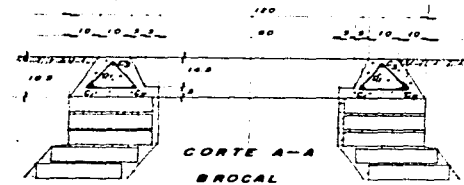


PLANTA
CORTE B-B



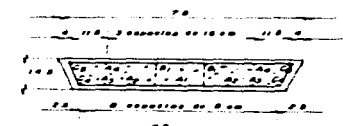
PLANTA

PLANTA



CORTE A-A

BROCAL



CORTE A-A

TAPA

CONCRETO f'c 150 kg/cm²

POZO CON CAIDAS ADOSADAS

PLANTA Y CORTE

Esc 1:20 Ancho de zanja

POZO No 138 UBICADO EN CALLE NOGAL
ESQUINA CON 10 DE SEPTIEMBRE

NOTAS

- Las tuberías que se instalen serán de juntas de resaca y compaña hasta 80 cm de diámetro y para diámetros mayores de 80 cm y 1.00 m.
- El canchales deberá estar al lado del tubo dado ser de 80 cm, cuando se los utilize se que por razones económicas se instalen en los planos otros colores.
- La profundidad mínima de la zanja será la que se indique cuando el sistema mínimo de altura sea superior de lo indicado y el terreno de la planicie.
- En todos los pozos se colocarán además para facilitar el trabajo de los tubos de resaca y compaña y la inspección de datos.
- Es indispensable que a la altura del tubo del tubo, se ponga luego inmediatamente desde mínimo de 80 cm mínimo, para a partir de ese punto, donde existiera o que pudiera el caso que se haga necesario para evitar el resaca de agua.
- Si se requiere el sistema de un sistema estructural, el ancho de zanja deberá ser igual al indicado en la tabla más el ancho que ocupa el sistema.
- El registro inferior más próximo al extremos del brocal, tendrá una profundidad mínima de 80 cm.

DIAM. INT.	ANCHO DE ZANJA
20	80
25	90
30	90
35	90
40	100
45	100
50	100
55	100
60	100
65	100
70	100
75	100
80	100
85	100
90	100
95	100
100	100
105	100
110	100
115	100
120	100
125	100
130	100
135	100
140	100
145	100
150	100

ANCHO DE ZANJAS

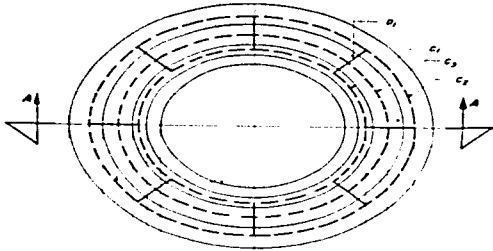
LISTA DE VARILLAS					
TIPO	NO.	Ø	L	FORMACION	CANTIDAD
BROCAL					
CI	1	12.70	332	100	10 332.333
CE	1	12.70	332	75	10 332.333
CD	1	12.70	332	50	10 332.333
DE	1	12.70	332	25	10 332.333
TAPA					
AI	1	12.70	33	100	10 33.333
AE	1	12.70	27	100	10 27.273
AD	1	12.70	21	100	10 21.213
AC	1	12.70	15	100	10 15.153
AG	1	12.70	9	100	10 9.093
AF	1	12.70	3	100	10 3.033
AI	1	12.70	33	75	10 33.333
AE	1	12.70	27	75	10 27.273
AD	1	12.70	21	75	10 21.213
AC	1	12.70	15	75	10 15.153
AG	1	12.70	9	75	10 9.093
AF	1	12.70	3	75	10 3.033
AI	1	12.70	33	50	10 33.333
AE	1	12.70	27	50	10 27.273
AD	1	12.70	21	50	10 21.213
AC	1	12.70	15	50	10 15.153
AG	1	12.70	9	50	10 9.093
AF	1	12.70	3	50	10 3.033

BROCAL Y TAPA DE CONCRETO REFORZADO

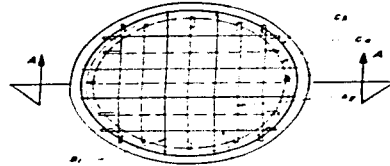
CONEXION DE ALBAÑAL

Esc. 1/10

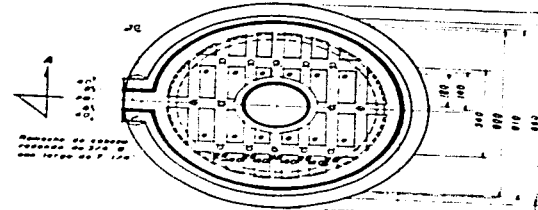
LA CALLE NOBAL
MIDALBO Y
SEPTIEMBRE



PLANTA



PLANTA

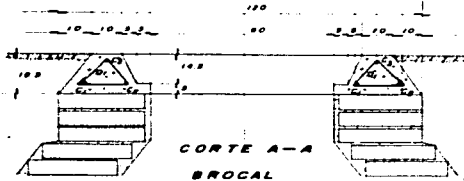


PLANTA

NOTAS

Proyecto de un
Sistema de
Saneamiento
La Focidad
Municipal

SUBDIRECCION 030
CALLE 10 DE SEPTIEMBRE



CORTE A-A
BROCAL



CORTE A-A
TAPA

CONCRETO 150 100 25 25



CORTE A-A DE LA TAPA

CORTE A-A DE LA BASE

BROCAL Y TAPA DE Fo.Fo.

DOSADAS

NOBAL

NOTAS

El trabajo de obra y campo consta de 25 m. de diámetro y
de 2 m. de altura.
El trabajo de obra y campo consta de 25 m. de diámetro y
de 2 m. de altura.
El trabajo de obra y campo consta de 25 m. de diámetro y
de 2 m. de altura.
El trabajo de obra y campo consta de 25 m. de diámetro y
de 2 m. de altura.

LISTA DE VARILLAS									
TIPO	NO.	Q	U	U	U	U	U	U	U
C1	1	3/8	233	108	10	343	343		
C2	1	3/8	238	78	10	248	248		
C3	1	3/8	242	90	10	252	252		
C4	1	1/2	18	10	6	81	208		
TAPA									
A1	1	3/8	57		13	70	100		
A2	1	3/8	67		13	73	208		
A3	1	3/8	37		13	63	208		
A4	1	3/8	47		13	73	208		
B1	1	3/8	78	18	11	108	200		
B2	1	3/8	242	90	10	252	252		
C1	1	3/8	233	108	10	343	343		

BROCAL Y TAPA DE CONCRETO REFORZADO



TESIS PROFESIONAL

ENEP UNAM ARAGON
INGENIERIA CIVIL

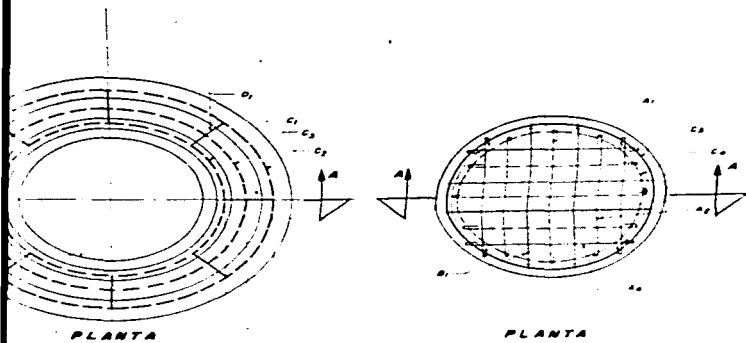
TEMA: PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLA-SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS ANIMALCO, ESTADO DE MEXICO

ASESOR ING GERARDO TORRE LOPEZ
ALUMNOS BOLANOS QUINTANA MANUEL ISMAEL
CASTELLANOS RODRIGUEZ JORGE MANUEL

5 PLANO DE DETALLES

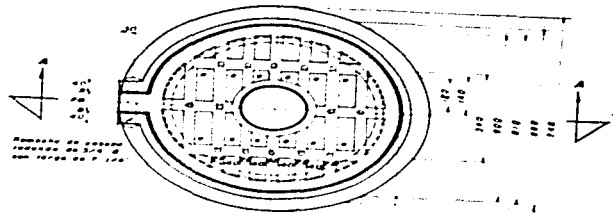
CONEXION DE ALBAÑAL

Esc. 1:10



PLANTA

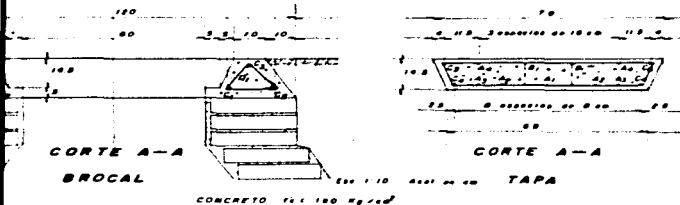
PLANTA



PLANTA

NOTAS

Medidas en milímetros
Escala 1:10
La fundición debe ser de
estanco



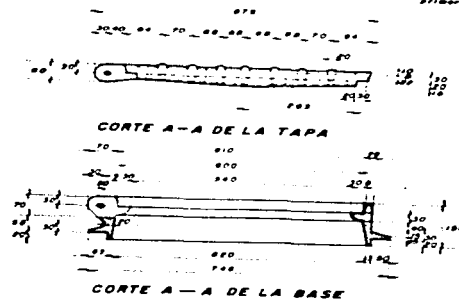
CORTE A-A
BROCAL

CORTE A-A
TAPA

CONCRETO 1:1.10 1:10 1:10

LISTA DE VARILLAS					
TIPO	NO.	Ø	L	Nº	CRÓQUIS
C1	1	1.278	233	100	10 303 233
C2	1	1.278	233	75	10 208 233
CA	1	1.278	233	80	10 241 233
DA	1	1.278	18	24	10 21 233
TAPA					
A1	2	1.278	53	12	12 75 1700
A2	2	1.278	47	12	12 75 2000
A3	2	1.278	57	12	12 105 2000
A4	2	1.278	47	12	12 175 2000
B1	2	1.278	78	11	10 1280 2000
B2	2	1.278	101	10	10 211 2000
B3	2	1.278	233	7	10 231 233

BROCAL Y TAPA DE CONCRETO REFORZADO



CORTE A-A DE LA TAPA

CORTE A-A DE LA BASE

BROCAL Y TAPA DE Fo.Fo.

TESIS PROFESIONAL

ENEP UNAM ARAGON
INGENIERIA CIVIL

TEMA: PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLA-
DO SANITARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS
AMALINALCO, ESTADO DE MEXICO

ASESOR ING GERARDO TORREY LOPEZ
ALUMNOS BOLAÑOS QUINTANA MANUEL ISMAEL
CASTELLANOS RODRIGUEZ JORGE MANUEL

5 PLANO DE DETALLES

⑥ POLIPASTO ELECTRICO
DE 1.5 TON DE CAPACIDAD

4.00

REGISTROS PARA
CONTENEDOR DE
SALUDA

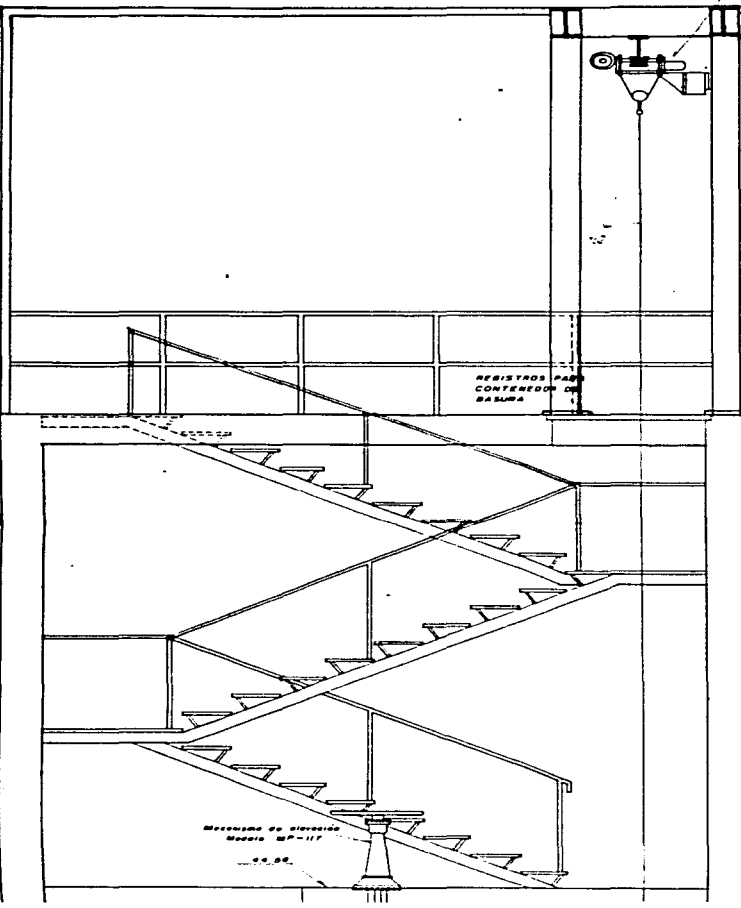
3.50

3.50

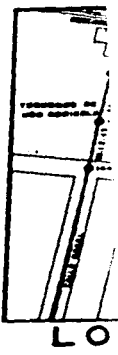
1/2" x 3/4" x 1/2" x 3/4"

Mecanismo de elevacion
Modelo MP-117

3.50



⑤ PULPERO ELECTRICO
DE 1.5 TON. DE CAPACIDAD

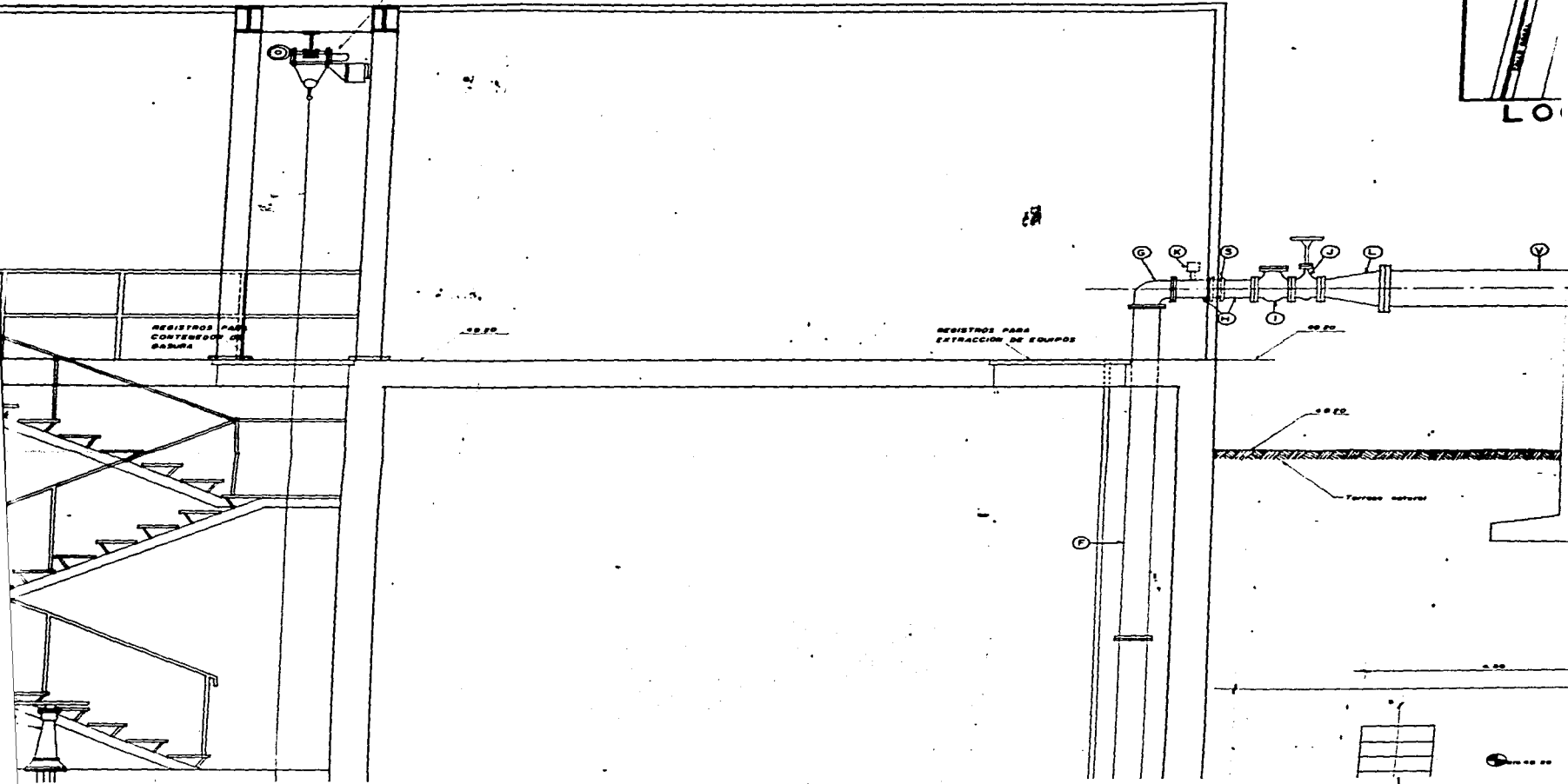


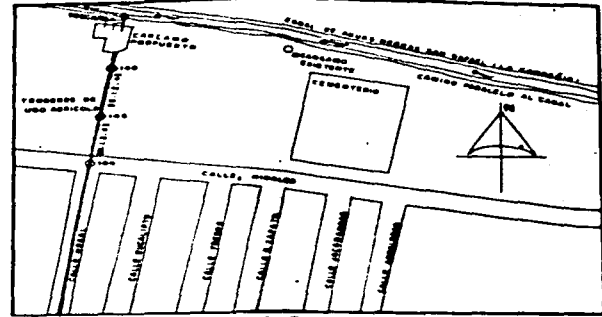
REGISTROS PARA
CONTENEDOR DE
GASOLINA

REGISTROS PARA
EXTRACCION DE EQUIPOS

4" ED.

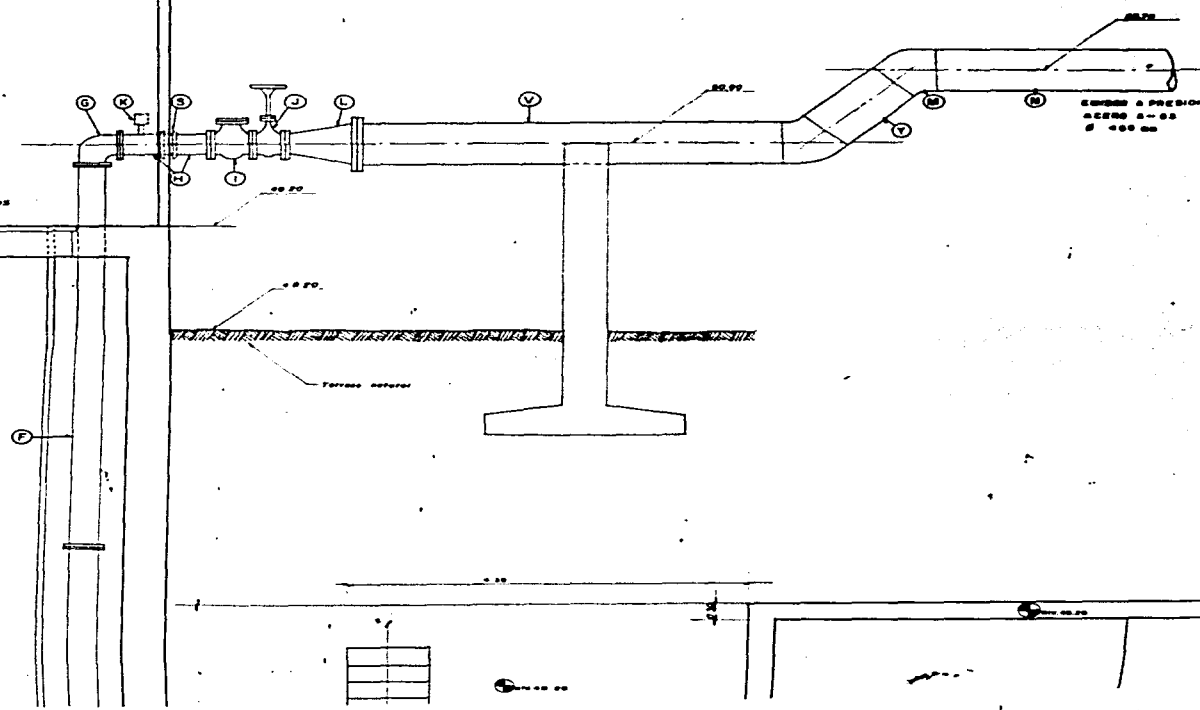
Terrazo exterior

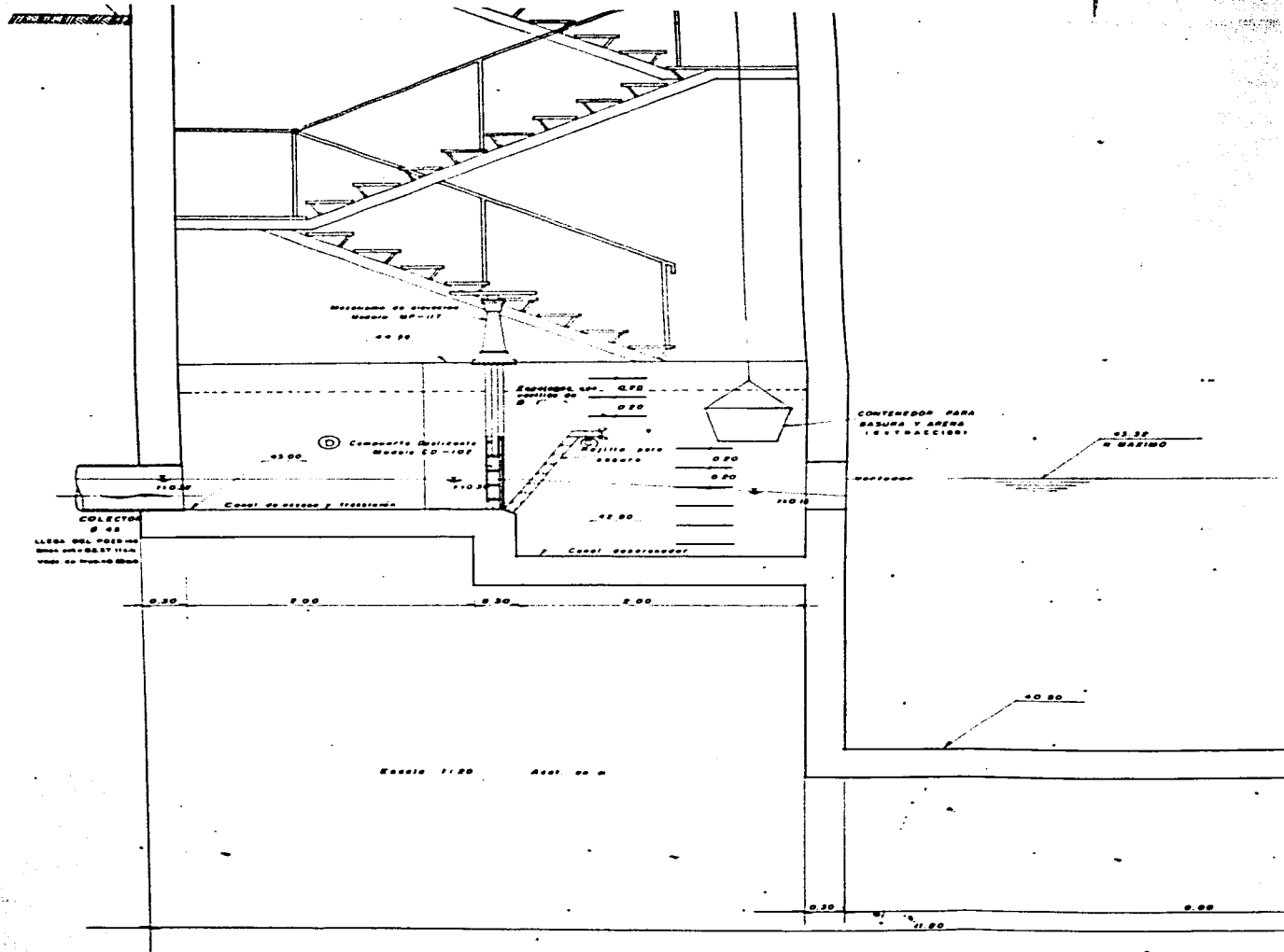




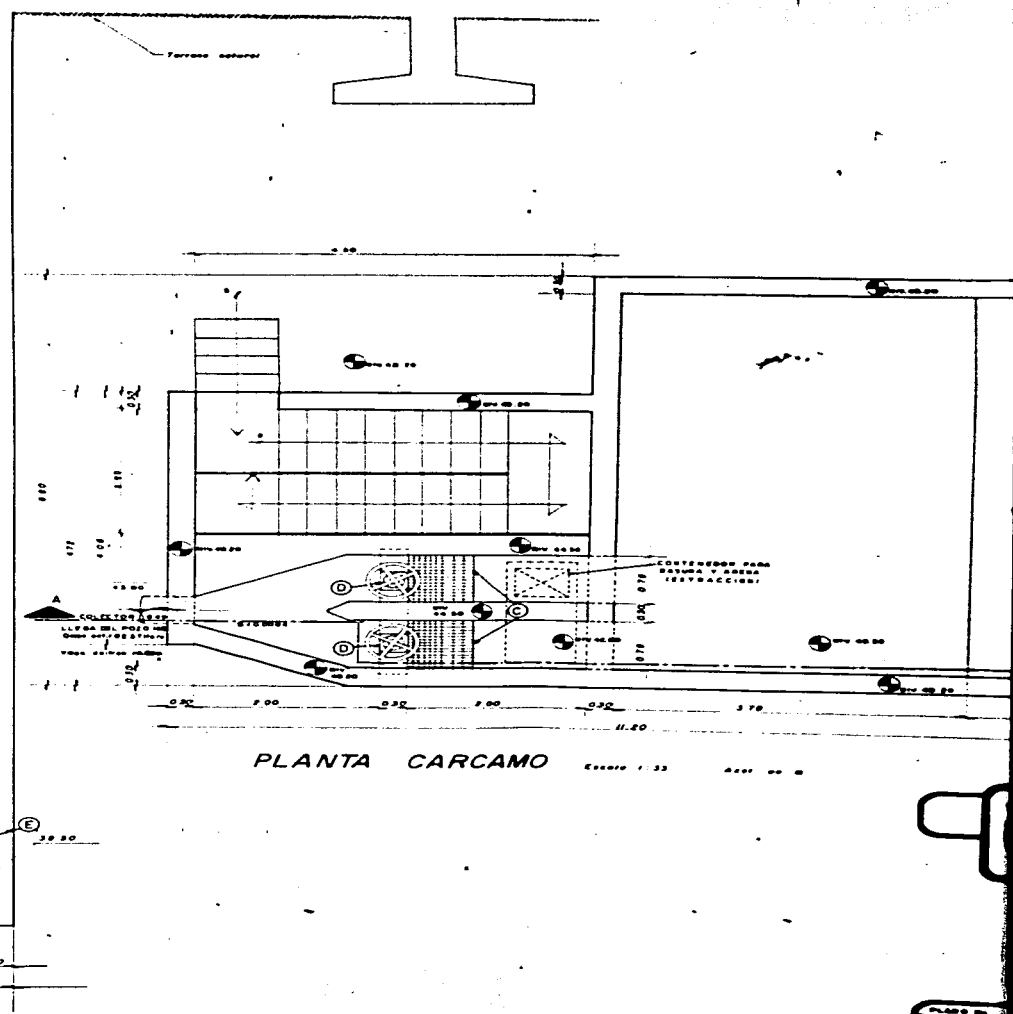
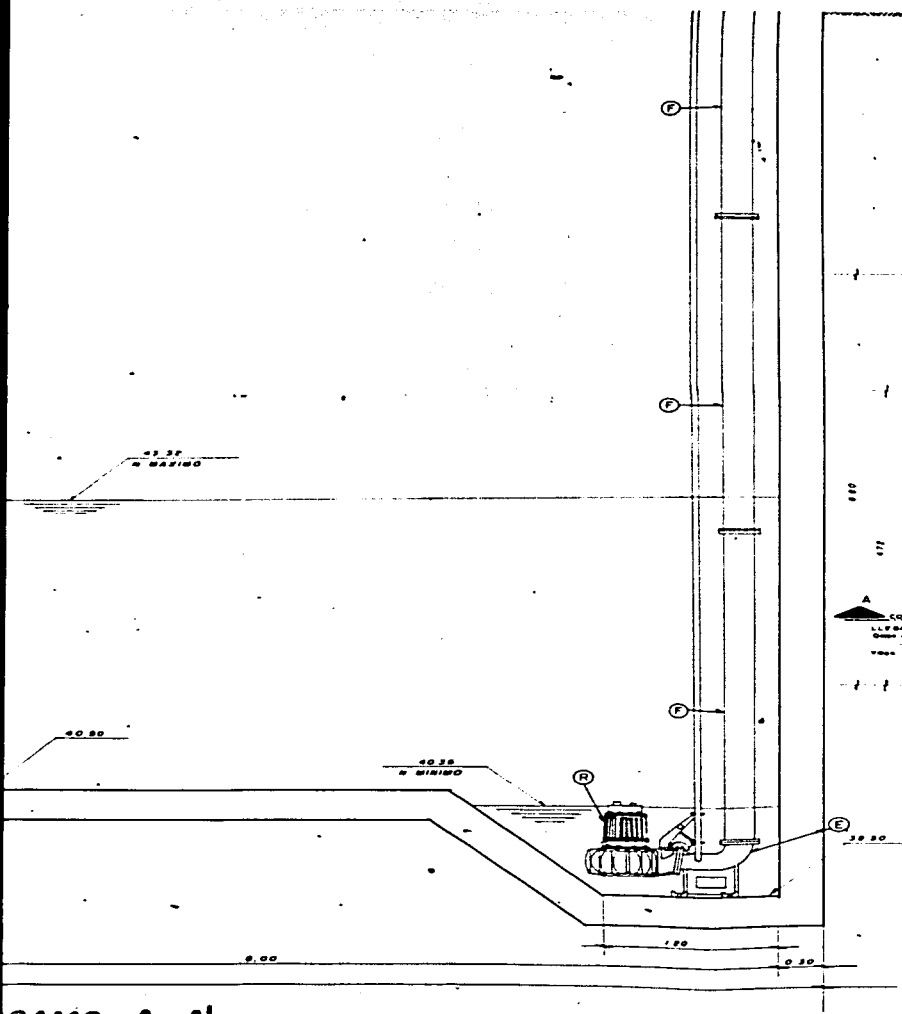
LOCALIZACION S/ESC.

REGISTROS PARA EXTRACCION DE EQUIPOS



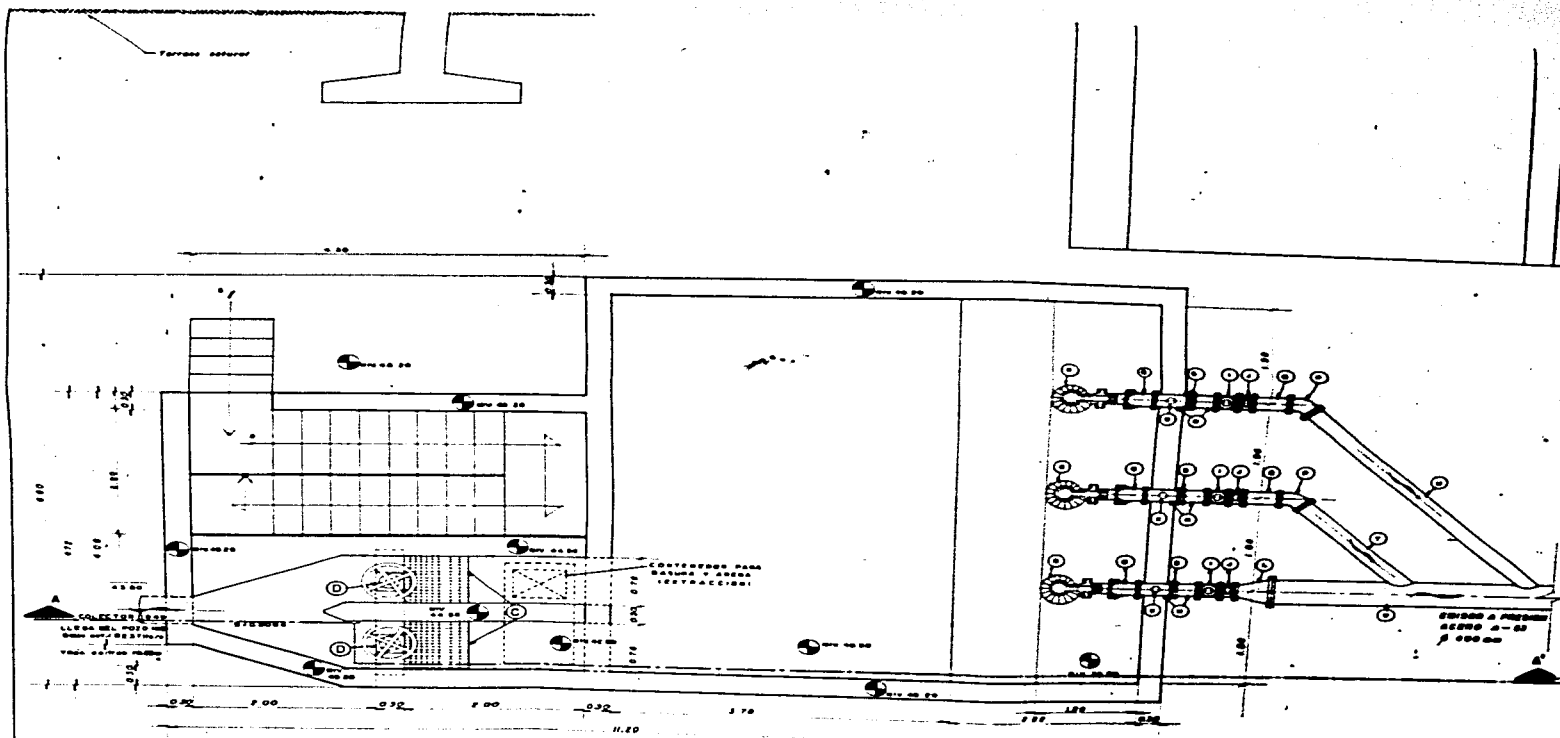


ELEVACION CARCAMO A-A'




PLANTA CARCAMO Escala 1:33 8001 00 00

CAMO A-A'



PLANTA CARCAMO Escala 1:25




TESIS PROFESIONAL

ENEP UNAM ARAGON
INGENIERIA CIVIL

TEMA: PROYECTO DE LA RED DE ALcantarillado
SANTONIO DEL PUEBLO DE SAN LUCAS
ABASALCALCO, ESTADO DE MEXICO.

ASESOR: ING. GERARDO TORREY LOPEZ
ALUMNOS: SOLEDAD GUINYANA GABRIEL ISMAEL
CASTELLANO RODRIGUEZ JORGE MANUEL

CICLO:

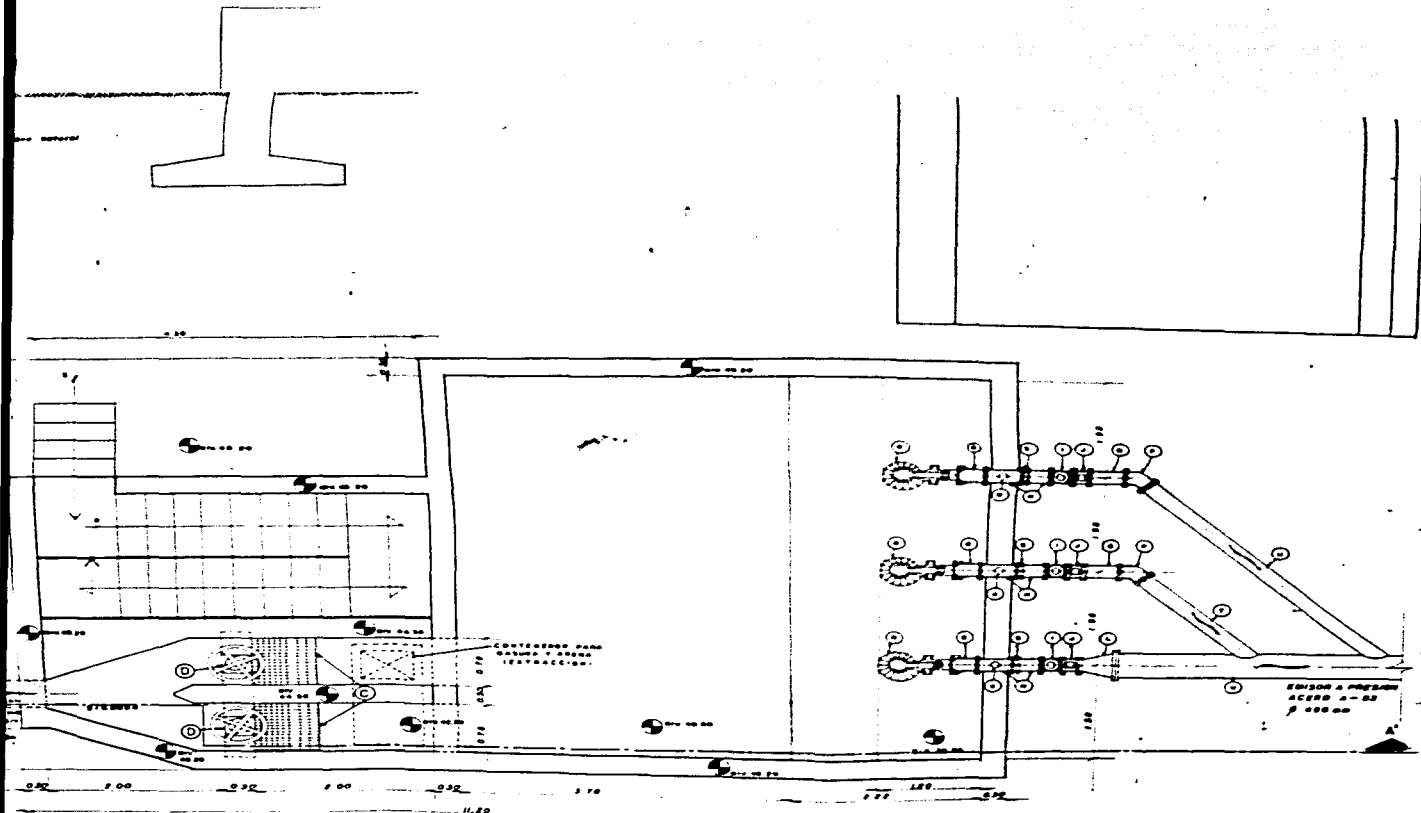


6

CARRERA DE:

CARCAMO DE BOMBEO

ESTADÍSTICA GENERAL



PLANTA CARCAMO Escala 1:20




TESIS PROFESIONAL

ENEP UNAM ARAGON
INGENIERIA CIVIL

TEMA: PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO
SANTUARIO DEL POBLADO DE SAN LUCAS
ANIMALCO, ESTADO DE MEXICO.

ASESOR ING. GERARDO TORREY LOPEZ
ALUMNOS: BOLANOS QUINTANA MANUEL ISMAEL
CASTELLANOS RODRIGUEZ JORGE MANUEL

FECHA



ORDEN DEL PLANO

6

RESERVA DE DERECHOS

CARCAMO DE BOMBEO

RESERVA DE DERECHOS