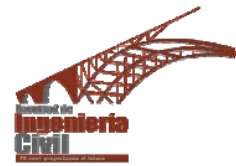


U. M. S. N. H.



'FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL'

**“ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE Y ALCANTARILLADO”
PARA EL CONJUNTO
HABITACIONAL (HACIENDA DEL
MONTE), UBICADO EN LA
CIUDAD DE MORELIA
MICHOCÁN**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

AURELIO LÓPEZ MÉNDEZ

ASESOR:

ING. ROBERTO GARCIA ACEVEDO

MORELIA, MICHOCÁN

JULIO 2009

MORELIA MICH., A 30 DE OCTUBRE DEL 2007.

C. ING. RAMIRO GUZMÁN RODRÍGUEZ.
DIRECTOR DE LA FACULTAD DE
INGENIERÍA CIVIL, DE LA UMSNH.

por medio del presente me permito solicitar su amable aprobación de tema de tesis que propongo para desarrollar bajo el siguiente título: "ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO" PARA EL CONJUNTO HABITACIONAL HACIENDA DEL MONTE, UBICADO EN LA CIUDAD DE MORELIA MICHOACÁN.

Bajo el siguiente desarrollo:

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE:

ANTECEDENTES.

INTRODUCCIÓN.

CAPÍTULO 1.- DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.

CAPÍTULO 2. - ESTUDIOS PREVIOS.

CAPÍTULO 3. - FUENTES DE ABASTECIMIENTO.

CAPÍTULO 4. - DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE AGUA POTABLE.

ALCANTARILLADO SANITARIO:

ANTECEDENTES.

INTRODUCCIÓN.

CAPÍTULO 5.- DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.

CAPÍTULO 6.- ESTUDIO PREVIOS.

CAPÍTULO 7.- DISEÑO HIDRÁULICO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO.

CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFÍA.

Finalmente le solicito me sea asignado como asesor al ING. ROBERTO GARCÍA ACEVEDO.

Sin más por el momento me despido enviándoles un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E
PIC. AURELIO LÓPEZ MÉNDEZ

ING. ROBERTO GARCÍA ACEVEDO.

VO. BO.
M.I. JULIO CHÁVEZ CÁRDENAS
JEFE DEPTO. ING. SANIT. Y AMB

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
U. M. S. N. H.

0 OCT 2007

RECIBIDO



FACULTAD DE
INGENIERÍA CIVIL
08/07-08

SE ACEPTA
TEMA DE TESIS

UNIVERSIDAD MICHUACANA

San Nicolás de Hidalgo, Michoacán, México, 30 de Octubre de 2007
50^o Aniversario de la Fundación de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

Morelia, Mich., a 31 de Octubre de 2007

C. P.I.C. AURELIO LÓPEZ MÉNDEZ
PRESENTE.-

En contestación a su atenta solicitud de fecha 30 de octubre de 2007, respecto a la propuesta de tesis para sustentar examen profesional de **Ingeniero Civil**, me es grato comunicarle que se acepta el tema:

“Abastecimiento de agua potable y alcantarillado para el conjunto habitacional Hacienda del Monte, ubicado en la ciudad de Morelia, Michoacán,” el cual deberá desarrollar con el índice siguiente:

Abastecimiento de agua potable:

Antecedentes.

Introducción.

- I. Descripción del área de estudio.
- II. Estudios previos.
- III. Fuentes de abastecimiento.
- IV. Diseño hidráulico de la red de agua potable.

Alcantarillado sanitario:

Antecedentes.

Introducción.

- V. Descripción del área de estudio.
- VI. Estudios previos.
- VII. Diseño hidráulico del alcantarillado sanitario.

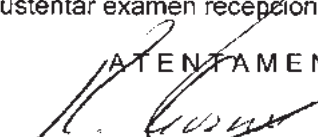
Conclusiones.

Bibliografía.

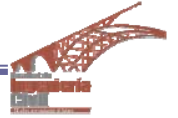
De igual manera se le comunica que el **C. Ing. Roberto García Acevedo**, ha sido designado asesor de su tesis.

Sírvase tomar en cuenta que, en cumplimiento a lo especificado por la Ley de profesiones, deberá prestar su servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar examen recepcional.

1
RGR/VCL*delc

ATENTAMENTE

Ing. Ramiro Guzmán Rodríguez
Director de la Facultad de Ingeniería Civil
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
U. M. S. N. H.





AGRADECIMIENTOS

El agradecimiento surge cuando una persona se siente en deuda con otra, porque le ha producido algún bien, le ha prestado un servicio ó le ha hecho algún regalo; No se trata de devolver favor con favor, ni regalo con regalo, sino de sentir y expresar admiración y gratitud por las calidades humanas de quienes nos honran con sus dones. Entre los bienes que más agradece el hombre se encuentran la vida, la salud, la amistad, la lealtad, la honradez y las enseñanzas de sus antecesores.

Dedicó este trabajo con mucho cariño a mi familia el cual me siento orgulloso.

Son tantas personas a las cuales debo parte de este triunfo, de lograr alcanzar mi culminación académica, la cual es el anhelo de todos los que así lo deseamos.

Definitivamente a Dios creador del universo y dueño de mi vida que me permite construir otros mundos mentales posibles. Sabe lo esencial que ha sido en mi posición firme de alcanzar esta meta, esta alegría, que si pudiera hacerla material, lo haría, para entregártela, pero a través de este triunfo siempre podré alcanzar de tu mano otras metas que espero sean para tu Gloria.

A mi mamá Mari quien me dio la vida, el hijo por quien te sacrificaste toda la vida a cambio de mi felicidad, Madre, serás siempre mi inspiración para alcanzar mis metas, Tu esfuerzo, se convirtió en un triunfo y el mío, TE AMO

A mi papá Miguel quien siempre tuvo un sueño y esperó que a través de mí lo sienta propio y con mis hermanos y hermanas.

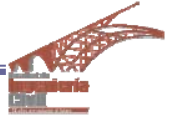
A mi hermano Balta quien me tendió la mano y me brindó el apoyo durante este agradable y difícil periodo académico que pase a lo largo de mi sendero.

Y en especial a mi hermano Juan y a su esposa Sofía del Carmen; quienes me tendieron la mano y me abrieron las puertas cuando más lo necesitaba y por darme la estabilidad emocional, económica, sentimental; para poder llegar hasta este logro, A ti Juan que me empujaste a continuar por este camino y que lograste que yo confiara en mi mismo, te agradezco infinitamente.

A mis hermanas, Ignacia, Juana, Mari; que de algún modo hacen que me sienta fortalecido a seguir adelante.

Una dedicatoria muy especial a mi tío Nicolás, a mi tía Lupe, ejemplo de esfuerzo, generosidad y cariño.

A mi tío Luís Méndez por enseñarme quien soy y quien me prestó atención, me escuchó en los momentos difíciles que pase durante mi carrera.



Agradezco con mucho cariño a mi abuelo y abuelita quienes me apoyaron incondicionalmente, que me adoptaron me dieron consejos por que sin ellos no estuviera aquí.

*También quiero expresar mi gran agradecimiento a una mujer muy especial en mi vida mi esposa **Liliana Donají Solano Barreto** quien me apoyó, prestó y dedicó su valioso tiempo con amor y cariño, confianza, firmeza, la mujer quien me abrió su corazón para compartir momentos de felicidad durante el largo sendero de mi carrera y por enseñarme que no hay límites, que lo que me proponga lo puedo lograr, que solo depende de mí. Gracias por tu valioso apoyo incondicional, ya que formas parte de mi vida, eres un pilar en los ánimos y desarrollo para poder alcanzar este sueño, y que ahora es una realidad.*

*Definitivamente no hubiese podido ser realidad mi sueño sin ustedes “**familia**”. GRACIAS por darme la oportunidad de que de mi boca salgan estas palabras.*

Y por supuesto gracias de una manera muy especial al C. Ing. Miguel A. Tirado Casique y a su esposa Verónica Calvillo; quien agradezco infinitamente por aceptar ser mi madrina de graduación, ya que es una excelente familia que los admiro mucho, el cual estoy muy agradecido, por el apoyo incondicional que me brindaron durante la estancia de mi carrera, y aprendí muchos de ellos no solo en el ámbito laboral si no como crecer como persona.

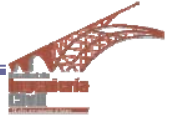
*Y por su puesto en especial al Ing. **Roberto García Acevedo** quien además de ser un excelente asesor, es una buena persona el cual aprendí mucho, no sólo en el ámbito académico, sino como desenvolverse y actuar en el ámbito profesional. Roberto: ¡Muchas gracias!*

A y no faltaba más a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, y en especial a la Facultad de Ingeniería Civil, quien me formó como profesionista, y en especial a todos mis profesores y los laboratoristas, secretarias, etc. gracias por su amistad y por que de alguna manera contribuyeron en mi aprendizaje.

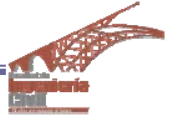
Gracias a todos mis amigos que me brindaron su apoyo en los momentos difíciles de mi carrera y todos aquellos que confiaron en mi y a los que han quedado en los recintos más escondidos de mi memoria, pero que fueron participes en cincelar a este Aurelio López M.

A TODOS MUCHAS GRACIAS.

Aurelio López Méndez

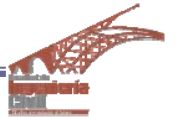


**“ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y
ALCANTARILLADO” PARA EL CONJUNTO
HABITACIONAL (HACIENDA DEL MONTE),
UBICADO EN LA CIUDAD DE MORELIA
MICHOACÁN”**



ÍNDICE

	Pág.
AGUA POTABLE	
ANTECEDENTES.....	12
INTRODUCCIÓN.....	15
CAPÍTULO 1	
DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	18
1.1.- Descripción general.....	18
1.2.- Características generales del desarrollo “hacienda del monte”.....	19
1.3.- Situación geográfica.....	19
1.4.- Datos climatológicos.....	20
1.5.- Vías de comunicación.....	21
1.6.- Servicios públicos.....	21
CAPÍTULO 2	
ESTUDIOS PREVIOS.....	23
2.1.- Fuentes de abastecimiento.....	23
2.2.- Estudios de calidad del agua.....	24
2.2.1.- Objetivo y campo de aplicación.....	26
2.2.2.- Límites permisibles de características microbiológicas.....	27
2.2.3.- Límites permisibles de características químicas.....	27
2.2.4.- Límites permisibles de características radiactivas.....	29
2.2.5.- Tratamientos para la potabilización del agua.....	29
2.2.6.- Calidad del agua para uso potable.....	30
2.3.- Obras de captación.....	34
2.3.1.- Captación de aguas superficiales.....	34
2.3.2.- Captación de aguas subterráneas.....	41
2.4.- Líneas de conducción.....	45
2.4.1.- Conducciones por gravedad.....	46
2.4.2.- Conducciones por bombeo.....	48
2.4.3.- Conducciones por bombeo-gravedad.....	49
2.4.4.- Líneas paralelas.....	50
2.4.5.- Alimentación directa.....	50
2.5.- Levantamientos topográficos para línea de conducción.....	51
2.5.1.- Estudios topográficos.....	51
2.5.2.- Poligonales (trazo de apoyo).....	51
2.5.3.- Nivelación de perfil.....	52
2.5.4.- Informe Final.....	52



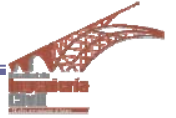
2.6.- Levantamientos topográficos para la red de agua potable.-----	52
2.6.1.- Levantamiento de poligonal cerrada o de vialidad.-----	53
2.6.2.- Curvas de nivel.-----	53
2.7.- Planos del fraccionamiento.-----	54
2.7.1 Elaboración de planos topográficos.-----	54

CAPÍTULO 3

FUENTES DE ABASTECIMIENTOS.-----	56
3.1.- Fuentes de abastecimiento atmosférica.-----	57
3.2.- Fuentes de abastecimiento superficiales.-----	57
3.2.1.- Manantiales.-----	57
3.2.2.- Ríos.-----	59
3.2.3.- Lagos -----	60
3.2.4.- Embalses.-----	61
3.3.- Fuentes de abastecimiento subterráneos.-----	62
3.3.1.- Pozos poco profundos.-----	62
3.3.2.- Pozos profundos.-----	64

CAPÍTULO 4

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE AGUA POTABLE.-----	67
4.1.- Aspectos teóricos.-----	67
4.1.1.- clasificación de los sistemas de distribución.-----	68
4.1.2.- Componentes del sistema de distribución.-----	70
4.1.3.- Método de solución de redes.-----	72
4.2.- Población.-----	75
4.2.1.- Población Actual.-----	75
4.2.2.- Población de proyecto.-----	75
4.2.3.- Población Futura.-----	76
4.2.4.- Dotación.-----	79
4.2.5.-Gasto de diseño.-----	85
4.3.-Norma y especificaciones de diseño.-----	87
4.3.1.- Presiones requeridas y velocidad de flujo.-----	88
4.4.- Planeación de la red de agua potable.-----	89
4.5.- Memoria de cálculo para el diseño de la red de agua potable.-----	90
4.5.1.- Datos del proyecto.-----	90
4.5.2.- Metodología.-----	90



ALCANTARILLADO

ANTECEDENTES.....	93
INTRODUCCION.....	95

CAPÍTULO 5

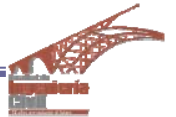
DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	98
5.1.- Descripción general.....	98
5.2.- Características generales del desarrollo “hacienda del monte”.....	99
5.3.- Situación geográfica.....	99
5.4.- Datos climatológicos.....	100
5.5.- Vías de comunicación.....	101
5.6.- Servicios públicos.....	101

CAPÍTULO 6

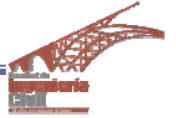
ESTUDIOS PREVIOS.....	103
6.1.- Estudios topográficos.....	103
6.1.1.- Poligonales (trazo de apoyo).....	103
6.1.2.- Nivelación de perfil.....	104
6.1.3.- Curvas de nivel.....	104
6.2.- Planos de apoyo.....	105

CAPÍTULO 7

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO.....	107
7.1.- Aspectos teóricos.....	107
7.1.1.- Red de atarjeas.....	107
7.1.2.- Modelos de configuración de atarjeas.....	111
7.1.3.- Colectores e interceptores.....	113
7.1.4.- Emisores.....	114
7.1.5.- Modelos de configuración para colectores, interceptores y emisores.....	115
7.2.- Normas y especificaciones del diseño.....	116
7.2.1.- Determinación los diámetros mínimos y máximos permitidos y pendientes adecuados.....	116
7.2.2.- Tirantes mínimos de funcionamiento en tuberías.....	118
7.2.3.- Profundidad mínima que deben de satisfacer las condiciones siguientes.....	119
7.2.4.- Valor del coeficiente de rugosidad.....	122
7.2.5.- Dotación.....	123



7.3.- Datos del proyecto.-----	123
7.3.1.- Período económico para el proyecto.-----	124
7.3.2.- Población de Proyecto.-----	124
7.3.3.- Aportación de aguas negras.-----	125
7.3.4.- Coeficientes de variación.-----	125
7.3.5.- Coeficiente de variación máxima instantánea.-----	125
7.3.6.- Coeficiente de seguridad.-----	126
7.3.7.- Gasto de diseño.-----	126
7.4.- Memoria de cálculo para el diseño de la red de alcantarillado.-----	129
7.4.1.- Planeación de la red de alcantarillado sanitario.-----	129
7.4.2.- Datos del proyecto que debe contener el plano.-----	130
7.4.3.- Metodología.-----	131
Conclusiones.-----	134
Anexo (Planos).-----	136
Bibliografías.-----	137



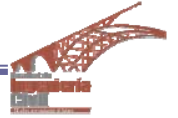
AGUA POTABLE

*“Un científico construye para aprender;
un ingeniero aprende para construir”...*

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

TESIS PROFESIONAL

AURELIO LÓPEZ MÉNDEZ



ANTECEDENTES

La historia del abastecimiento de agua potable empieza con el crecimiento de las capitales de antiguas civilizaciones, para satisfacer sus necesidades de abastecer de agua se situaron a lo largo de los ríos. Más tarde los avances técnicos le permitieron al hombre transportar y almacenar el agua, así como extraerla del suelo por lo cual los asentamientos humanos se han esparcido lejos de los ríos y de otras fuentes superficiales de agua.

En 1785, los arcos románicos del antiguo acueducto del insigne Fray Antonio de San Miguel, son testigos del formidable trabajo que a través de tres centurias se han realizado para satisfacer las imperiosas demandas de agua de los pobladores de la antigua Valladolid.

Desde aquella época virreinal hasta nuestros días, ese intenso trabajo no ha menguado.

Es admirable que a través de los siglos, a pesar de tantas contingencias las autoridades se hayan preocupado constantemente por realizar obras que han asegurado con diversas características según la época el abastecimiento de agua en Morelia.

En el año de 1940 se perforaron dos pozos, el primero ubicado en la calle de La Paz y Vivero Federal, con 90 metros de profundidad y una producción de agua de 30 l/s. El pozo número dos fue perforado a 120 metros de profundidad y produjo 60 l/s.

Desde 1941 se realizaron distintos estudios para mejorar el abastecimiento de agua de la ciudad de Morelia, los comisionados para verificar los estudios citaron como mejor fuente para abastecer de agua a la ciudad a la presa de Cointzio; construida por la Comisión Nacional de Irrigación.

Hasta el año de 1942 se tenía para el abasto de agua de la ciudad de Morelia un caudal de 81.7 l/s. para una población de 44,304 habitantes.

Quien propuso concretamente la forma de solucionar el problema, fue el Ing. Alfonso Villa Acosta en la forma siguiente: construir un canal de 13 Km.



de longitud capaz de conducir 450 l/s. y verterlos en la planta potabilizadora por construir; construir una planta de filtración rápida para 200 l/s., dejando local para ampliación futura; Además sugirió la construcción de una línea de tubería de conducción de la planta a la red de distribución; la reparación de la red para evitar fugas de agua, y la instalación de medidores de consumo de agua. Detalló la clase de tratamiento para potabilizar el agua y finalmente indicó la localización de la planta en la loma de Santa María.

Ingenieros del Banco Hipotecario Urbano y de Obras Publicas, coincidieron posteriormente en la necesidad de potabilizar el agua de la presa de Cointzio y utilizarla para abastecimiento público, pero propusieron también utilizar el agua de los manantiales Mintzita, cercanos a la ciénega de Cointzio.

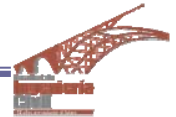
Después de diversos estudios, en 1949, se iniciaron las obras de la planta de potabilización de la ciudad.

Esta ha sufrido cambios trascendentales en su estructura y en su capacidad de producción, pues representa el abastecimiento de agua para una cantidad importante de colonias de Morelia de los tiempos modernos.

En la actualidad se utilizan las aguas captadas de la presa de Cointzio, el manantial de la Mintzita, de San Miguel y se refuerza la distribución con los más de 90 Pozos diseminados en las colonias de la ciudad.

Hay que tener en cuenta que la introducción de abastecimiento de agua, implica una responsabilidad a las autoridades de supervisar estricta y efectivamente la calidad del agua de otra manera, el agua potable puede transformar en un medio de generación de diversas infecciones para el consumidor. La calidad adecuada del agua se garantiza a través del cumplimiento de la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994¹, salud ambiental, referente al agua para uso y consumo humano, de observancia en todo el territorio nacional, establece los límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización para diversos parámetros.

¹ NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-127-SSA1-1994 establece los límites permisibles y es aplicable a todos los organismos operadores de los sistemas de abastecimiento público y privado o cualquier persona física o moral que realice el manejo del agua para uso y consumo humano.



De acuerdo al Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI²), en el estado de Michoacán cuenta con una población cercana de 4 millones de habitantes, mantiene un ritmo de crecimiento demográfico que ha superado las expectativas que se tenían en cuanto a su infraestructura hidráulica instalada, por tal motivo; los resultados obtenidos son productos de los esfuerzos realizados por el estado mexicano a través de los tres órdenes de gobierno, federal, estatal y municipal, que trabajan de manera coordinada para sentar las bases para que México cuente con seguridad en el suministro de agua que requiere para su desarrollo.

La evolución del “abastecimiento de agua” hoy en nuestros días conlleva el proveer en las localidades urbanas y rurales de un volumen suficiente de agua, con una calidad requerida y a una presión adecuada.

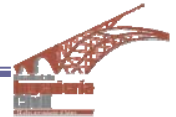
Actualmente, su uso en las poblaciones es diverso, como lo es para consumo humano, en el aseo personal, y en actividades como la limpieza doméstica y en la cocción de los alimentos. Además se usan par fines comerciales, públicos e industriales; también en la irrigación, la generación de energía eléctrica, la navegación y en recreación.

El gobierno del estado ha iniciado acciones para afrontar esta problemática y garantizar el abastecimiento de agua potable, para una población que se estima a crecer entre 350,000 y 400,000 habitantes en los 10 a 15 años venideros. En el 2005, en Michoacán de Ocampo hay 896,061 viviendas particulares, de las cuales se muestra en la tabla siguiente.

	616,359 vivienda cuentan con el servicio de agua entubada, lo que representa el 68.76%.
--	---

Es así como el suministro de agua potable al consumidor es un problema que ha ocupado al hombre desde la antigüedad.

² INEGI: Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática.



INTRODUCCIÓN

La concentración de la población en núcleo y el desarrollo de las localidades urbanas cada vez mayores traen consigo múltiples problemas en el suministro de agua potable en el cual la comisión nacional de agua considera como prioritarios el sistema de abastecimiento de agua potable.

En el diseño de una red de distribución de agua potable es importante conocer el área de estudio y sus correspondientes datos básicos de la cual se abastecerá de agua potable, para este caso, cabe hacer notar que el proyecto de abastecimiento de agua potable será para un fraccionamiento tipo residencial denominado “Hacienda del Monte”, ubicado en la ciudad de Morelia Michoacán, y por lo tanto tendrá necesidades especiales que habrán de satisfacerse.

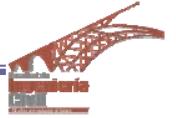
Asimismo el trabajo presenta aspectos teóricos del diseño de una red de agua potable, como son: fuentes de abastecimiento, planeación de la red, población proyecto, dotación, gastos de diseño, coeficientes de variación de gasto, también se presenta la metodología para el cálculo de la red.

En general el transporte de este importante líquido se logra mediante una fuente de abastecimiento y una línea de conducción para su posterior distribución con calidad, cantidad y presión adecuada, proporcionando así un servicio eficiente y que permita llevar el vital líquido hasta las viviendas.

Para el caso del presente proyecto la fuente de abastecimiento será a partir de la interconexión con una línea de agua potable existente que pasa lado PONIENTE del conjunto habitacional “Hacienda del Monte”, calle av. Morelos, que suministrará un gasto de 2.034 l/s, con una presión de 21 m.c.a y abastecerá a 540 habitantes.

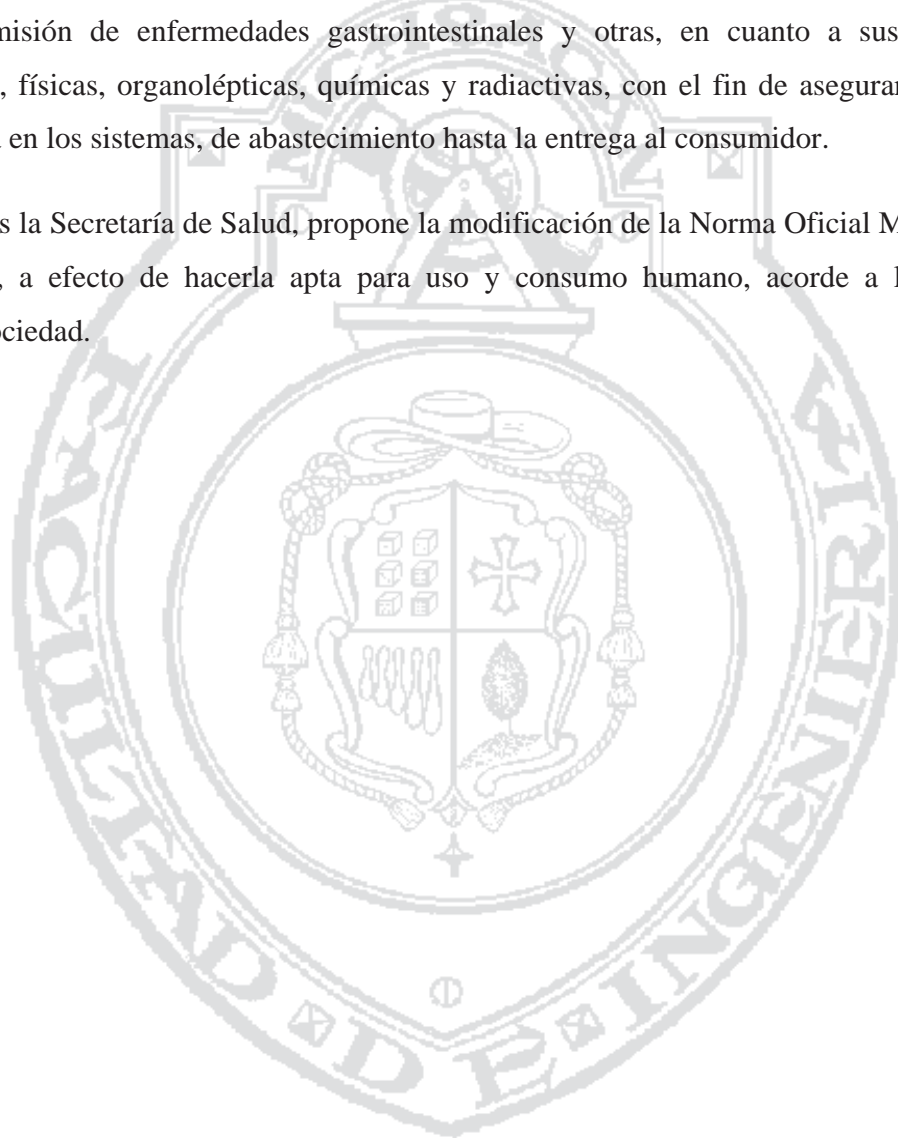
La red de agua potable es alimentada de manera directa a partir de dicha interconexión, lo anterior se realizó de esta manera esto por cuestiones estrictamente de mercadotecnia para no incrementar demasiado el costo de las viviendas. El proyecto se realizó de acuerdo a los lineamientos en el manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento (MAPAS³).

³ S/A, MAPAS: Manual de diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

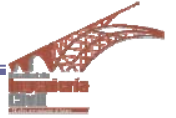


De los cuales contiene informaciones y recomendaciones más significativas para la elaboración de un proyecto de abastecimiento de aguas potable y establece el límite permisible de calidad y los tratamientos de potabilización del agua para uso y consumo humano es fundamental para prevenir y evitar la transmisión de enfermedades gastrointestinales y otras, en cuanto a sus características microbiológicas, físicas, organolépticas, químicas y radiactivas, con el fin de asegurar y preservar la calidad del agua en los sistemas, de abastecimiento hasta la entrega al consumidor.

Por tales razones la Secretaría de Salud, propone la modificación de la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-994⁴, a efecto de hacerla apta para uso y consumo humano, acorde a las necesidades actuales de la sociedad.

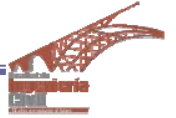


⁴ *Op. Cit.*



CAPÍTULO I

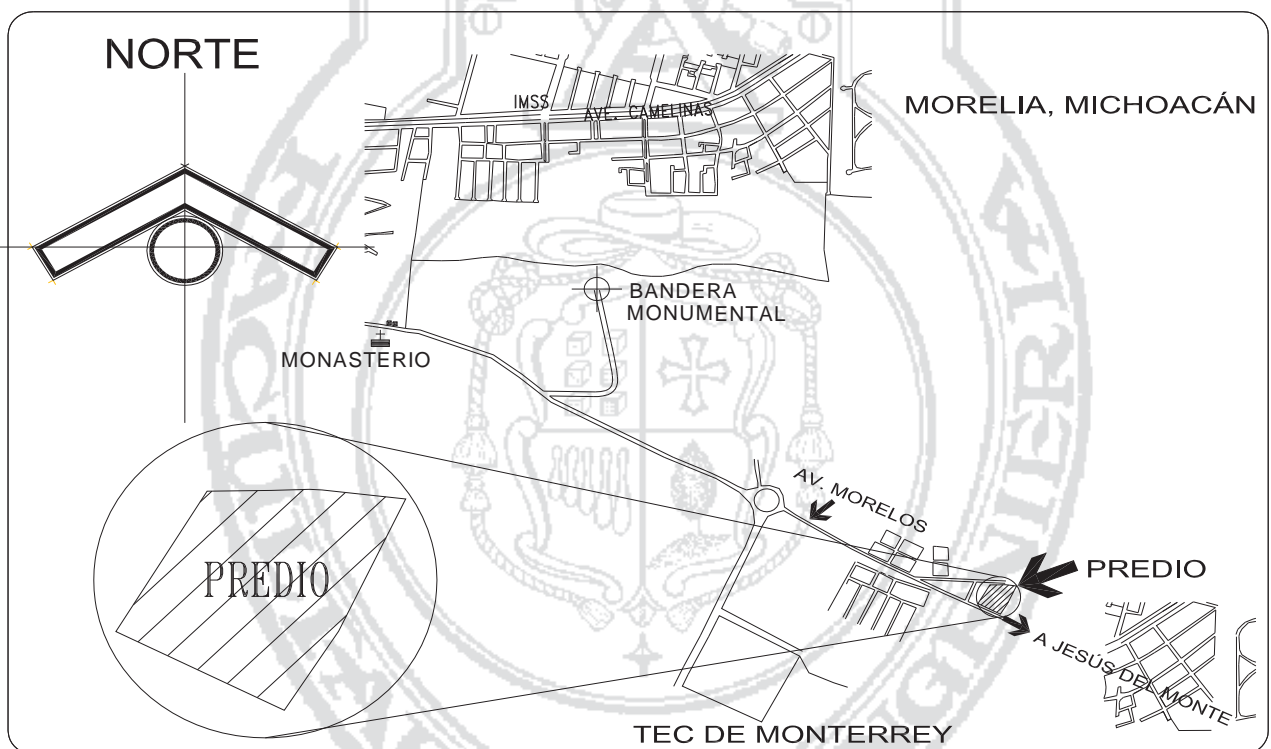
“No ganarás US\$ 5.000 mensuales justo después de haber salido de la universidad, y no serás un vicepresidente hasta que con tu esfuerzo te hayas ganado ambos logros”...



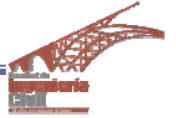
DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

1.1.- Descripción general.

El Fraccionamiento “Hacienda del Monte”, se encuentra ubicado en las inmediaciones de Jesús del Monte municipio de Morelia Michoacán, tal como se muestra a continuación en el siguiente croquis de localización:



CROQUIS DE LOCALIZACION



1.2.- Características generales del desarrollo “Hacienda del Monte”.

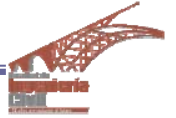
El desarrollo “Hacienda del Monte”, esta clasificado para familias de un nivel socio económico tipo residencial de baja densidad, en donde se tiene el siguiente uso del suelo:

<i>Descripción</i>	<i>Área (m²)</i>	<i>%</i>
Área vendible (108 viv.)	283,232.66	60.30
Vialidades	12,333.06	26.26
Área verde	1,409.04	3.00
Área de donación municipal	3,493.20	7.44
Área de donación estatal	1,409.04	3.00
Área total del desarrollo	46,968.00	100

El tipo de vivienda a construir para los propietarios es tipo residencial, donde resultaron 108 lotes, densidad de población de 5 Hab. / Viv., Con una población proyecto de 540 Hab. De acuerdo al uso del suelo del punto anterior.

1.3.- Situación geográfica.

La población de Jesús del Monte está situada al sur del municipio de Morelia Michoacán.



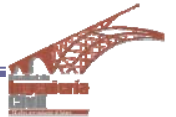
1.4.- Datos climatológicos.

Como en la mayor parte de las instituciones y colonias cercanas del fraccionamiento “la Hacienda del Monte” el OOAPAS Presenta de acuerdo:

Sistema de monitoreo de estaciones meteorológicas. Col. Jesús del Monte (443)3226880

Tiempo actual en Morelia, Michoacán	Salida del Sol: 7:14a Puesta del Sol: 8:09p
Temperatura	28.4°C
Humedad	24%
Condensación	5.9°C
Viento	ESE a 11.3 km/hr
Barómetro	737.5mm & Falling Rapidly
Lluvia de Hoy	0.0mm
Lluvia caída	0.0 mm/hr
Total de tormenta	0.0mm
Lluvia Mensual	0.0mm
Lluvia Anual	1.8mm
Sensación Térmica	28.4°C
Índice THW	26.9°C
Índice de Calor	26.9°C
UV	8.5 index
Radiación Solar	830W/m ²
Predicción para las próximas horas	Increasing clouds and cooler. Precipitation possible within 6 hours Windy with possible wind shift to the W, NW, or N.
Actualizado el:	04/05/09 - 2:52p

Nota: La información de las estaciones meteorológicas se actualiza cada 10 minutos, la página Web tiene un refresh automático cada 2 minutos.



1.5.- Vías de comunicación.

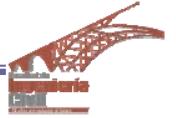
Se comunica directamente con Morelia Michoacán a través de carretera asfáltica, pasando por las siguientes colonias y universidades; como son: colonia Santa Maria, Universidad Vasco Quiroga centro comercial “Paseo Morelia” y Tecnológico de Monterrey y Jesús del Monte.

1.6.- Servicios públicos.

El área de estudio cuenta con teléfonos, la red abastecimiento de agua potable, la red de alcantarillado, auto transportes de pasajeros y energía eléctrica de acuerdo a las condiciones climatológicas y mediciones realizadas por la CFE. Se determina una densidad máxima coincidente de carga de 1.2 KVA/lotos tipos y 2 VA/m^2 en áreas de donación municipal y estatal, según bases del proyecto y requerimientos de la zona Morelia.

La conformación topográfica de la población puede considerarse en un 80% quebrada y 20% plana y la clasificación de los materiales que se considera en la elaboración del proyecto es la que a continuación se describe.

- Material clase (A) 20%
- Material clase (B) 15%
- Material clase (C) 65%



CAPÍTULO II

“En la escuela puede haberse eliminado la diferencia entre ganadores y perdedores, pero en la vida real no”...



ESTUDIOS PREVIOS

2.1.- Fuentes de abastecimiento.

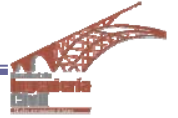
El origen de las fuentes de las cuales se sirve el hombre para su desenvolvimiento cotidiano es el ciclo hidrológico, es decir los pasos del agua circulando durante el transcurso del tiempo a través de los distintos medios de la naturaleza.

Los componentes que integran los sistemas de abastecimiento de agua ya sea para los grandes conglomerados urbanos como para los pequeños comunidades rurales tienen las mismas funciones: captar, conducir, tratar y distribuir el agua. Por consiguiente, los dirigentes de obras hidráulicas deben conocer el total de las posibles formas de abastecimiento, de manera que pueda realizar un análisis técnico-económico de dichas fuentes y decidir así cual de ellas es la más factible y eficiente. Asimismo la fuente de abastecimiento debe proporcionar el gasto máximo diario requerido para las necesidades futuras, tomando en cuenta los períodos de diseño indicados en el proyecto.

Las fuentes de abastecimiento comprenden aguas superficiales y subterráneas, siendo necesario para ambos casos, la elaboración de un diagnóstico de la calidad del agua a utilizarse. Dichas aguas deben satisfacer las normas de calidad vigentes. El proyecto ejecutivo de las obras de captación de aguas superficiales o subterráneas debe cumplir básicamente con los lineamientos que a continuación se mencionan:

- Captaciones. Son las obras civiles y electromecánicas que permiten disponer del agua superficial o subterránea de la fuente de abastecimiento.
- Aguas superficiales. Se consideran aguas superficiales aquellas que se captan de canales, manantiales, ríos y embalses.
- Aguas subterráneas. Se consideran aguas subterráneas aquellas que se captan de pozos profundos, norias y galerías filtrantes.

Para nuestro proyecto la fuente de abastecimiento principal fue a partir de la interconexión directa de una línea existente de la red de agua potable municipal.



2.2.- Estudios de calidad del agua.

La Organización Mundial de la Salud (OMS, 1995) señala que el principal objetivo al establecer normas de calidad del agua potable es la protección a la salud pública.

Las normas deben servir para asegurar el aprovechamiento seguro del agua, mediante la reducción o remoción de los componentes peligrosos para la salud. Jamás deberá permitirse que condiciones de política y comodidad pongan en peligro la salud pública.

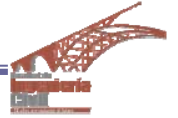
El agua es indispensable para la vida, y es necesario poner a disposición de los usuarios un abastecimiento satisfactorio, haciendo todo lo posible para obtener la mejor calidad que permitan las circunstancias.

La primera línea de defensa de la salud es proteger al agua de la contaminación y, para ello, el mejor método es casi siempre la protección de la fuente. En la medida de lo posible, las fuentes de agua se deben proteger de la contaminación por desechos de origen humano o animal, que pueden contener una multiplicidad de bacterias, virus y protozoarios patógenos, así como de helmintos parásitos.

Si no se consigue proteger y tratar eficazmente el agua, la comunidad correrá el riesgo de sufrir brotes de infecciones intestinales y otras enfermedades infecciosas.

Los más expuestos a las enfermedades transmitidas por el agua son los lactantes y los niños pequeños, las personas debilitadas o que viven en condiciones antihigiénicas, los enfermos, los ancianos y, en general, la gente pobre. Las dosis que pueden causar infecciones en estos casos son significativamente menores que las correspondientes a la población adulta y sana.

Cuando se advierta la existencia de una situación potencialmente peligrosa debe tomarse en cuenta el riesgo para la salud, la posibilidad de aplicar medidas correctivas o recurrir a otras fuentes de suministro.

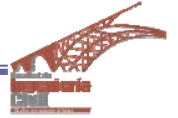


En general, el mayor peligro lo representan los microbios que están relacionados con la ingestión de agua contaminada con excretas humana y animal. El riesgo microbiano nunca puede eliminarse por completo porque las enfermedades transmitidas por el agua también pueden difundirse por contacto personal, por aerosoles y por la ingestión de alimentos contaminados. En estas circunstancias, la inocuidad del abastecimiento de agua reducirá las posibilidades de difusión por esas otras vías. En especial, es necesario evitar los brotes de enfermedades transmitidas por el agua porque pueden dar lugar a la infección simultánea de gran parte de la comunidad.

El riesgo que presentan para la salud las sustancias químicas tóxicas que se encuentran en el agua de bebida es distinto del que suponen los contaminantes microbiológicos. Son pocas las sustancias tóxicas presentes en el agua que pueden causar problemas de salud agudos, salvo por la contaminación accidental y masiva del abastecimiento, que casi siempre es fácilmente perceptible. Por no tener habitualmente efectos agudos, los contaminantes químicos presentan un problema menos prioritario que los microbianos, cuyos efectos son por lo general, agudos y generalizados.

Los problemas relacionados con las sustancias químicas presentes en el agua de bebida se deben, sobre todo, a que éstas pueden afectar negativamente a la salud tras períodos de exposición prolongados; son motivo de especial inquietud los contaminantes con propiedades tóxicas acumulativas, como los metales pesados y las sustancias carcinogénicas. Ha de señalarse que la utilización de desinfectantes químicos para tratar el agua da lugar, por lo común, a la formación de productos químicos secundarios, algunos potencialmente peligrosos. No obstante, los riesgos que esos productos representan para la salud son extremadamente pequeños en comparación con los que suponen una desinfección insuficiente, y es importante que el intento de controlar los productos secundarios de ese tipo no ponga en peligro la eficacia de la desinfección.

El consumidor depende principalmente de sus sentidos para la evaluación de la calidad del agua que bebe. Los componentes del agua pueden influir en la apariencia, el olor o el sabor de ésta, y el consumidor se basa en estos criterios para estimar su calidad y aceptabilidad.



Se considerará peligrosa, y se rechazará el agua muy turbia, de color acentuado, de olor o sabor desagradable. Por lo tanto es esencial mantener una calidad aceptable para el consumidor, aunque la ausencia de efectos sensoriales negativos no garantiza su inocuidad.

En México, la autoridad encargada para la emisión de normas y criterios de calidad de agua para consumo humano es la Secretaría de Salud, dependencia a la cual se debe la elaboración del Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios, que entró en vigor el 19 de enero de 1988. En el título Tercero, Capítulo 1 del Reglamento mencionado, se define como agua potable toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos, es decir, esté libre de organismos patógenos, coliformes fecales y cumplan los requisitos organolépticos y físicos que se establecen (aspecto, pH, sabor, olor, color y turbiedad del agua). La Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994⁵

2.2.1.- Objetivo y campo de aplicación.

Esta Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994 establece los límites permisibles y es aplicable a todos los organismos operadores de los sistemas de abastecimiento público y privado o cualquier persona física o moral que realice el manejo del agua para uso y consumo humano dentro de los cuales se presentan algunas referencias:

- ◆ NOM-012-SSA1-1993 Requisitos sanitarios que deben cumplir los sistemas de abastecimiento de agua para uso y consumo humano públicos y privados.
- ◆ Modificación a la NOM-127-SSA1-1994 Salud ambiental, agua para uso y consumo humano Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.
- ◆ NOM-179-SSA1-1998 Vigilancia y evaluación del control de calidad del agua para uso y consumo humano, distribuido por sistemas de abastecimiento público.

⁵ Op. Cit.



2.2.2.- Límites permisibles de características microbiológicas.

El contenido de organismos resultante del examen de una muestra simple de agua, debe ajustarse a lo establecido en la Tabla 1.

Tabla 1

<i>Característica</i>	<i>Limite permisible</i>
Organismos coliformes totales	Ausencia o no detectables
E. coli o coliformes fecales u organismos termo tolerantes	Ausencia o no detectables

Las características físicas y organolépticas deberán ajustarse a lo establecido en la Tabla 2.

Tabla 2

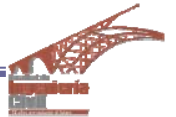
<i>Característica</i>	<i>Limite permisible</i>
Color	20 unidades de color verdadero en la escala de platino-cobalto.
Olor y sabor	Agradable (se aceptarán aquellos que sean tolerables para la mayoría de los consumidores, siempre que no sean resultado de condiciones objetables desde el punto de vista biológico o químico).
Turbiedad	5 unidades de turbiedad nefelométricas (UTN) o su equivalente en otro método.

2.2.3.- Límites permisibles de características químicas.

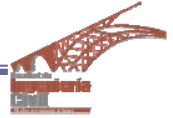
El contenido de constituyentes químicos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 3. Los límites se expresan en mg/l, excepto cuando se indique otra unidad.

Tabla 3

<i>Característica</i>	<i>Limite permisible (mg/l)</i>
Aluminio	0,20
Arsénico	0,05
Bario	0,70
Cadmio	0,005
Cianuros (como CN ⁻)	0,07



Cloro residual libre	0,2-1,50
Cloruros (como Cl ⁻)	250,00
Cobre	2,00
Cromo total	0,05
Dureza total (como CaCO ₃)	500,00
Fenoles o compuestos fenólicos	0,3
Hierro	0,30
Fluoruros (como F ⁻)	1,50
Hidrocarburos aromáticos en microgramos/l:	
Benceno	10,00
Etilbenceno	300,00
Tolueno	700,00
Xileno (tres isómeros)	500,00
Manganeso	0,15
Mercurio	0,001
Nitratos (como N)	10,00
Nitritos (como N)	1,00
Nitrógeno amoniacal (como N)	0,50
pH (potencial de hidrógeno) en unidades de pH	6,5-8,5
Aldrín y dieldrín (separados o combinados)	0,03
Clordano (total de isómeros)	0,20
DDT (total de isómeros)	1,00
Gamma-HCH (lindano)	2,00
Hexaclorobenceno	1,00
Heptacloro y epóxido de heptacloro	0,03
Metoxicloro	20,00
Plomo	0,01
Sodio	200,00
Sólidos disueltos totales	1000,00
Sulfatos (como SO ₄)	400,00
Sustancias activas al azul de metileno (SAAM)	0,50
Trihalometanos totales	0,20
Yodo residual libre	0,2-0,5
Zinc	5,00



Nota 1. Los límites permisibles de metales se refieren a su concentración total en el agua, la cual incluye los suspendidos y los disueltos.

En caso de que en el sistema de abastecimiento se utilicen para la desinfección del agua, métodos que no incluyan cloro o sus derivados, la autoridad sanitaria determinará los casos en que adicionalmente deberá dosificarse cloro al agua distribuida, para mantener la concentración de cloro residual libre dentro del límite permisible establecido en la Tabla 3 de esta Norma.

2.2.4.-Límites permisibles de características radiactivas.

El contenido de constituyentes radiactivos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 4. Los límites se expresan en Bq/l (Becquerel por litro).

Tabla 4

<i>característica</i>	<i>limite permisible Bq/l</i>
Radiactividad alfa global	0,56
Radiactividad beta global	1,85

2.2.5.- Tratamientos para la potabilización del agua.

La potabilización del agua proveniente de una fuente en particular, debe justificarse con estudios de calidad y pruebas de tratabilidad a nivel de laboratorio para asegurar su efectividad.

Se deben aplicar los tratamientos específicos siguientes o los que resulten de las pruebas de tratabilidad, cuando los contaminantes microbiológicos, las características físicas y los constituyentes químicos del agua listados a continuación, excedan los límites permisibles establecidos en el apartado 4 de esta Norma.

2.2.5.1.-Contaminación microbiológica:

Bacterias, helmintos protozoarios y virus, deben desinfectarse con cloro, yodo, ozono, luz ultravioleta, plata iónica o coloidal, coagulación-sedimentación-filtración en múltiples etapas.



2.2.6.- Calidad del agua para uso potable.

Criterios de calidad para la destinación del recurso para consumo humano y doméstico.

2.2.6.1.- Para tratamiento convencional.

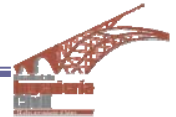
A continuación se relacionan los valores máximos admisibles para la Destinación del Recurso para Consumo Humano, estos indican que para su Potabilización se requiere sólo desinfección.

Tabla 5

<i>Referencia</i>	<i>Valor (*)</i>	<i>Referencia</i>	<i>Valor (*)</i>
Amoníaco	1,0	Mercurio	0,002
Arsénico	0,05	Nitratos	10,0
Bario	1,0	Nitritos	1,0
Cadmio	0,01	pH	5,0 - 9,0
Cianuro	0,2	Plata	0,05
Cinc	15,0	Plomo	0,05
Cloruros	250,0	Selenio	0,01
Cobre	1,0	Sulfatos	400,0
Color	75 Unid de Pt - Co	Tensoactivos	0,5
Compuestos Fenólicos	0,002	Coliformes Totales	20.000 microorg./100 ml
Cromo	0,05	Coliformes Fecales	2.000 microorg./100 ml
Difenil Policlorados	No detectable		

(*) Todos los valores están expresados en mg/l, excepto aquellos para los cuales se presentan directamente sus unidades.

El agua potable es un bien escaso, ya que los métodos de tratamiento no se aplican, por falta de concientización, con la intensidad suficiente: o parten de fuentes poco adecuadas.



2.2.6.2.- *Parámetros fisicoquímicos.*

A partir de la información obtenida durante el censo y con la localización de pozos, se debe seleccionar las captaciones en las que se tomen las muestras de agua subterránea. Si se considera de utilidad para el estudio hidrogeoquímico. También se puede muestrear el agua superficial en presas, ríos, canales y drenes.

Los análisis físico-químicos de agua, se deben realizar de acuerdo a lo establecido en la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994.

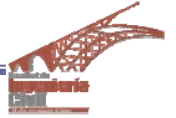
Las muestras se deben conservarse en recipientes de doble tapa, previamente lavados y enjuagados con agua de la misma fuente por muestrear: el volumen mínimo de muestra requerido para el análisis químico completo es de dos litros, el recipiente debe quedar totalmente lleno y herméticamente cerrado, rodeando el tapón con algún elemento sellante, como cera, cinta de teflón u otro semejante.

La muestra se debe tomar después de un tiempo mínimo de operación de una hora, tiempo necesario para que la muestra sea realmente representativa del agua que fluya por el acuífero.

En el momento de analizar la muestra se debe medir: Temperatura, Conductividad eléctrica, Oxígeno libre, PH (con potenciómetro). Y anotar estos datos en el recipiente, junto con la fecha y a la información necesaria para su identificación.

2.2.6.3.- *Análisis físico.*

Olor	Calcio
Turbiedad.	Magnesio.
Color real	Hidróxido.
Análisis químicos.	Demanda bioquímica de oxígeno.(DBO)
Color aparente.	Demanda química de oxígeno. (DQO)
Sólidos totales.	Cloruros.
Alcalinidad.	Sulfatos.



Dureza total.	Carbonatos.
Dureza de calcio.	Bicarbonatos.
Dureza de magnesio.	Nitratos.
Acidez.	Nitrógeno amoniacal.
Sodio.	Nitrógeno de nitratos.
Potasio.	Nitrógeno orgánico.

2.2.6.4.- Análisis bacteriológicos.

Se debe evaluar el grado de contaminación del acuífero por efecto de la infiltración de las aguas negras, el riesgo que implica en el uso urbano y determinar el tipo y cantidad de contaminantes orgánicos como: Coliformes fecales, E. coli, Coniformes fecales, Estreptococos fecales, Cl. Prefringens.

Se requiere un frasco esterilizado de 125 ml de capacidad, de boca ancha, puede ser de vidrio o plástico resistente al calor. Se le debe de añadir 0.1 ml de solución de tiosulfato de sodio al 10%, con el fin de contrarrestar la acción del cloro que pueda contener el agua y realizar el análisis antes de 6 horas.

2.2.6.5.- Efecto de algunas sustancias peligrosas.

Arsénico

La presencia de arsénico en el agua potable puede ser el resultado de la disolución del mineral presente en el suelo por donde fluye el agua antes de su captación para uso humano, por contaminación industrial o por pesticidas. La ingestión de pequeñas cantidades de arsénico puede causar efectos crónicos por su acumulación en el organismo. Envenenamientos graves pueden ocurrir cuando la cantidad tomada es de 100 mg.

Zinc

La presencia del zinc en el agua potable puede deberse al deterioro de las tuberías de hierro galvanizado y a la pérdida del zinc del latón. En tales casos puede sospecharse también la presencia de plomo y cadmio por ser impurezas del zinc, usadas en la galvanización. También puede deberse a la contaminación con agua de desechos industriales.



Cadmio

El cadmio puede estar presente en el agua potable a causa de la contaminación industrial o por el deterioro de las tuberías galvanizadas. El cadmio es un metal altamente tóxico y se le ha atribuido varios casos de envenenamiento alimenticio.

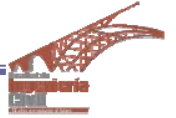
Cromo

El cromo hexavalente (raramente se presenta en el agua potable el cromo en su forma trivalente) es cancerígeno, y en el agua potable debe determinarse para estar seguros de que no está contaminada con este metal.

La presencia del cromo en las redes de agua potable puede producirse por desechos de industrias que utilizan sales de cromo, en efecto para el control de la corrosión de los equipos, se agregan cromatos a las aguas de refrigeración.

Par nuestro proyecto la calidad del agua es fundamental para reducir los riesgos de transmisión de enfermedades a la población por su consumo, como las de tipo gastrointestinal y las producidas por contaminantes tóxicos; esta vigilancia se ejerce a través del cumplimiento de los límites permisibles de calidad del agua y complementariamente, inspeccionando que las características de las construcciones, Instalaciones y equipos de las obras hidráulicas de captación, plantas cloradoras, plantas de potabilización, tanques de almacenamiento o regulación, líneas de conducción, redes de distribución, cisternas de vehículos para el transporte y distribución y tomas domiciliarias protejan el agua de contaminación.

El resultado de la verificación e inspección de las características mencionadas, se evalúa comparando las condiciones que presentan los sistemas de abastecimiento, con los requisitos sanitarios que permiten preservar la calidad del agua.



2.3.- Obras de captación.

Captaciones.- Son las obras civiles y/o electromecánicas que permiten disponer del agua superficial o subterránea de la fuente de abastecimiento.

El proyecto ejecutivo de las obras de captación de aguas superficiales o subterráneas debe cumplir básicamente con los lineamientos que a continuación se mencionan:

Captación de aguas superficiales.

Captación de aguas subterráneas.

2.3.1.- Captación de aguas superficiales.

En el proyecto y construcción de las obras de captación en corrientes superficiales de los cuales son: canales, ríos, embalses y lagos. Es indispensable utilizar materiales resistentes al intemperismo y principalmente a la acción del agua. La corriente debe ser de escurrimiento perenne para justificar la utilización de las obras de captación, como son la toma directa, las torres de tomas, presas de derivación, y presas de almacenamiento.

Los elementos principales que deben integrar una obra de captación del tipo indicado son las siguientes:

Dispositivos de toma (orificios, tubos)

Dispositivos de control de excedencias (vertedores)

Dispositivos de limpia (rejillas, cámaras de decantación)

Dispositivos de control (compuertas, válvulas de seccionamiento)

Dispositivos de aforo (tubo pitot, diferencial de presión con transmisión, parshall y vertedores.)

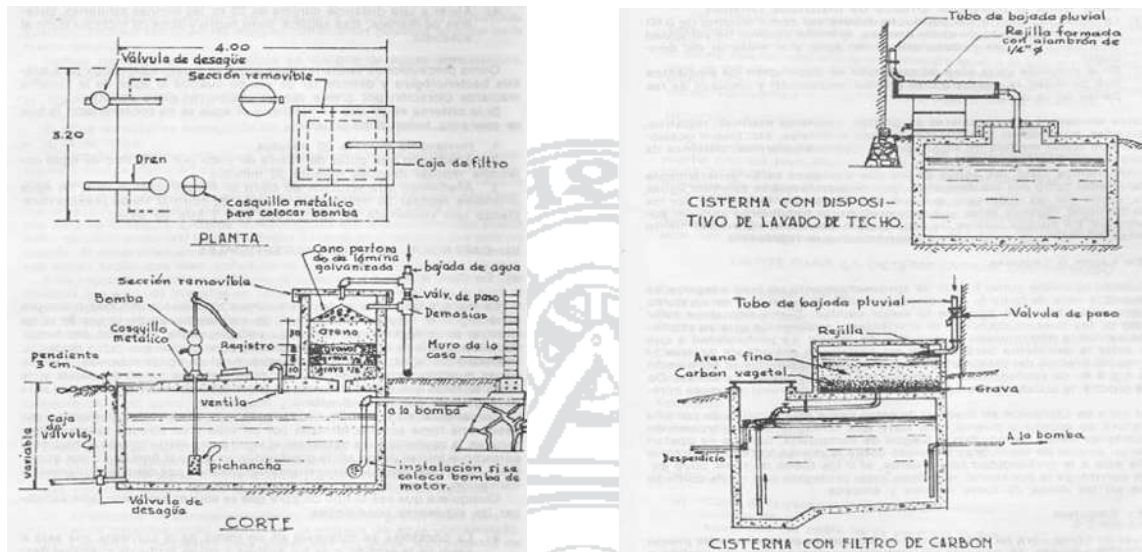


Figura: 2.3.1.- Captación de agua de lluvia.

2.3.1.1.- Tomas directas.

Este tipo de obra de captación es recomendable, de preferencia, en localidades que requiere menos de 10 l/s, con objeto de aprovechar el agua de arroyos y ríos con escurrimiento permanente.

La toma directa tipo I esta constituido a base de un tubo de acero tipo cedazo, apoyado y anclado sobre atraques de concreto colados a una profundidad apropiado en el cauce de la corriente. El tubo de toma se une a una caja de control. El diámetro del cedazo normalmente es de 200 ó 205 mm (de acuerdo con el tirante mínimo de la corriente), con una longitud dentro del cauce que puede variar de 12 a 24 m.

Un espesor de 4.78 mm y las ranuras con un ancho máximo de 3.97 mm. Hecha la instalación del tubo y construida la caja de control, se efectuara un aforo para asegurar que se obtiene el gasto requerido, haciendo la medición en estiaje.

La toma directa tipo II esta formado por piezas especiales de fierro fundido, instalado como mínimo dos tomas, las que deberán tener en su entrada una reja de alambre de acero galvanizado o de cobre. La toma se une a una caja de control. La elección del tipo de toma por utilizar dependerá del tirante y agua correspondiente al escurrimiento mínimo de la corriente, asegurando de lo posible, que la tubería ranurada o la entrada de la toma quede debajo de aguas mínimas.

El cálculo hidráulico se basan en los gastos que se requieren para satisfacer las necesidades del proyecto y las de la población actual, debiendo obtener cuando menos, el gasto máximo medio inmediato.

Se debe contar con el plano de levantamiento topográfico de la corriente, el tramo por utilizar, con una sección transversal como mínimo en el sitio más apropiado para la obra de toma, indicando los niveles de aguas mínimas y máximas, así como las velocidades media correspondiente.

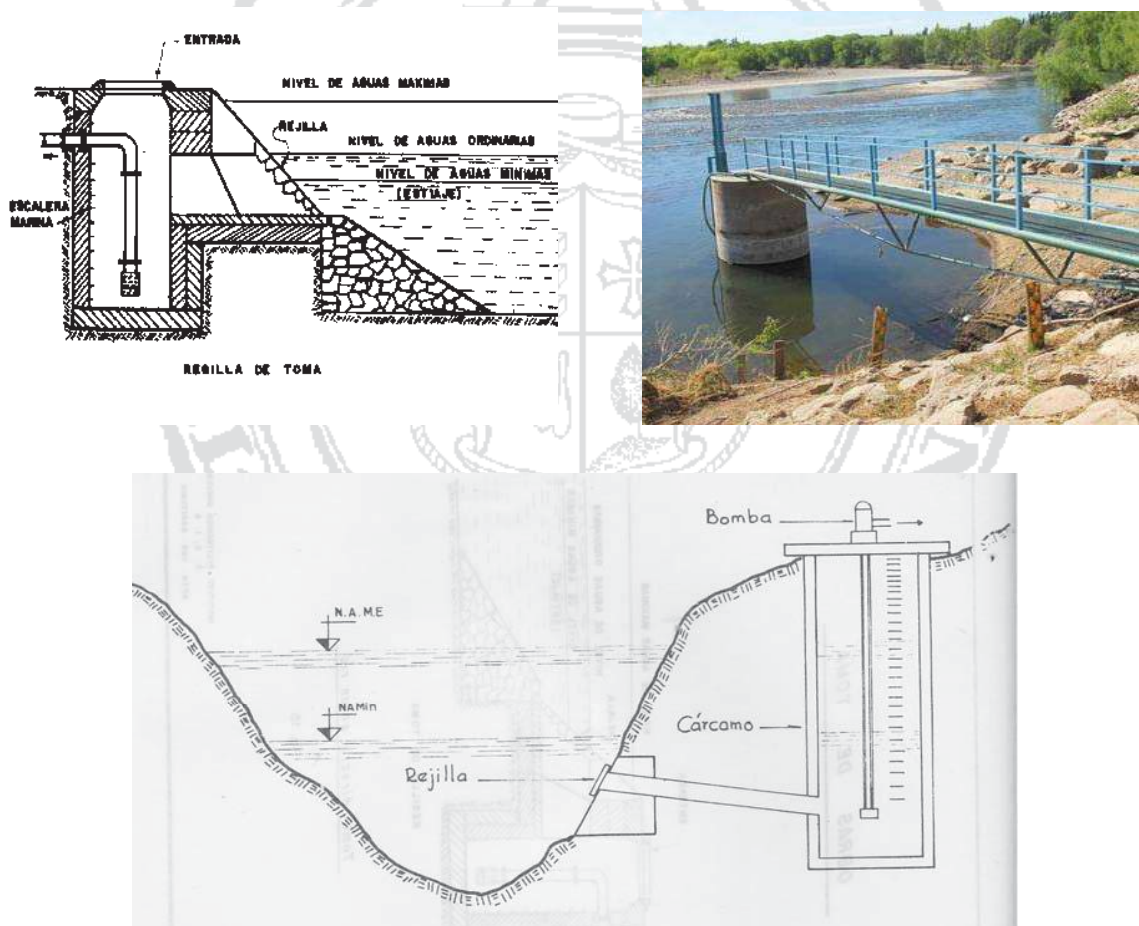
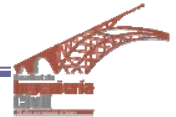


Figura: 2.3.1.1.- Toma directa en un río.



2.3.1.2.- Torres de toma.

Esta obra de toma consiste en una torre de concreto o de mampostería que se construye generalmente en una de las márgenes de la corriente sobresaliente del nivel de aguas máximas, con dos o más entradas para el agua, con sus respectivas compuertas y rejillas.

Una torre de captación facilita tomar el agua de diferentes niveles, de acuerdo con las fluctuaciones del tirante de la corriente, utilizado siempre el más superficial a fin de aprovechar el agua con el menor contenido de sólidos en suspensión, con lo que se disminuirán los costos de operación de la planta potabilizadora. La distancia vertical mínima recomendable entre ejes de bocatomas es de dos metros.

Este tipo de toma es recomendable para captar gastos superiores a 50 l/s. A partir de la torre, la tubería de toma se une a una planta de bombeo a la planta potabilizadora o a la línea de conducción, de acuerdo con las condiciones particulares de cada proyecto. También la torre puede funcionar como planta de bombeo.

2.3.1.3.- Presas de derivación.

Para el diseño de una presa de derivación, inicialmente se debe establecer su localización, definiendo las alternativas de ubicación que sean necesarias. Se debe realizar un análisis técnico-económico de cada alternativa, considerando los requerimientos de altura y longitud de la cortina, bombeo y longitud de la línea de conducción.

Para cumplir con sus fines relativos a la captación del agua en forma segura y continua, se consideran esenciales las tres partes siguientes: la cortina, la obra de toma y la estructura de limpia. La conducción puede estar constituida por una tubería o un canal, dependiendo de la ubicación de la planta potabilizadora.

En el cálculo hidráulico de la obra de toma se dimensiona el orificio de entrada, que puede ser un tobo con longitud igual al espesor del muro. Para el mejor funcionamiento hidráulico de la toma, es conveniente que el orificio trabaje ahogado.

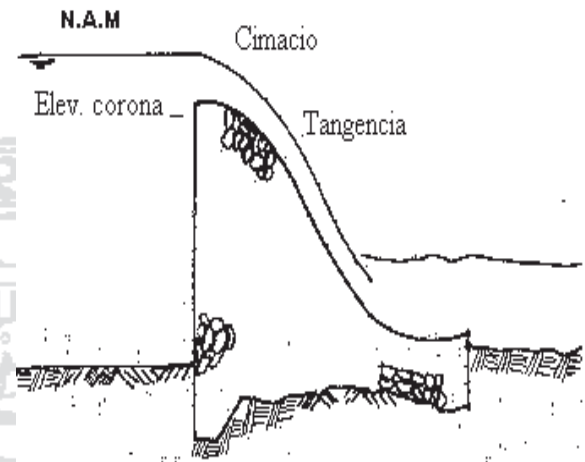


Figura: 2.3.1.3.- Presa de derivación.

2.3.1.4.- Presas de almacenamiento.

Una presa de almacenamiento se construye en el cauce de un río con el objeto de almacenar agua que aporta la corriente, para emplearla de acuerdo a las demandas que se tengan. Sus partes esenciales son: la cortina, la toma y el vertedor de demasías.

En el proyecto de una presa de almacenamiento para abastecimiento de agua para los usos domésticos de una localidad, intervienen dos factores principales: el agua disponible aportada por la corriente, con base al estudio hidrológico y la demanda de agua de la comunidad, que depende del gasto máximo requerido.

Para la localización y el diseño de la obra de toma de una presa de almacenamiento con fines de abastecimiento de agua potable, se toman en cuenta los siguientes factores:

Gasto por aprovechar: Correspondiente al gasto máximo diario.

Carga hidráulica: Depende de la altura de la cortina y del perfil de la conducción.

Estudio de geotecnia, tipo de cortina y localización de la planta potabilizadora.



Durante la operación de las obras de conducción y potabilización, debe funcionar únicamente la toma más próxima a la superficie del agua en el vaso, debiendo estar cerradas la toma restantes.

El funcionamiento hidráulico de la toma tiene dos variantes principales que se describen:

En la entrada de cada toma se coloca una compuerta de seccionamiento y al final de la galería (al pie de la cortina, aguas abajo) inicia la línea de conducción, con una válvula de seccionamiento y un desagüe.



Figura: 2.3.1.4.- presa de almacenamiento.

2.3.1.5.- Manantiales.

Flujo natural de agua que surge del interior de la tierra desde un sólo punto o por un área restringida. Pueden aparecer en tierra firme o ir a dar a cursos de agua, lagunas o lagos. Su localización está en relación con la naturaleza de las rocas, la disposición de los estratos permeables e impermeables y el perfil del relieve, ya que un manantial tiene lugar allí donde un nivel freático se corta con la superficie. Los manantiales pueden ser permanentes o intermitentes, y tener un origen atmosférico (agua de lluvia que se filtra en la tierra y surge en otro lugar a menor altitud) o ígneo, dando lugar a manantiales de agua caliente o aguas termales, calentadas por contacto con rocas ígneas, como los manantiales termales.

Generalmente los diseños de obras de captación de manantiales se realizan para dos tipos más comunes que se presentan en nuestro medio que son:

Manantiales tipo ladera, con afloramiento de agua freática.

Manantiales con afloramiento vertical, tipo artesiano.

Para el proyecto de captación de manantiales, el aspecto principal es tomar en cuenta es su protección para que no se contaminen y evitar que los afloramientos se obturen, ambos objetivos se logran con la construcción de una caja que aísla el área de salida del agua; además para evitar que los afloramientos trabajen contra carga en la época de lluvias, es decir, cuando el gasto que aporta el manantial sea superior a la de conducción.

Esta precaución es muy importante para los manantiales con afloramiento de agua freático, dado que su gasto aumenta en época de lluvia y disminuye, o a veces se agota, el estiaje. Para diseño hidráulico en general el proyecto de la caja de captación es indispensable estudiar con todo cuidado su localización topográfica (en planta y perfil), el área de los afloramientos, si se forma de inmediato una corriente en su salida como sucede en los manantiales tipo ladera, o una pequeña laguna, antes de formar el escurrimiento se mide el tirante en la zona de afloramiento en los meses de mayor aportación. Esta información y los aspectos por considerar en el proyecto, se tomaran como base el dimensionamiento de la caja, la localización del tubo de desagüe, la toma y el vertedor de demasías. Además de la caja indicada, se debe construir otra adosada para la protección de las dos válvulas de seccionamiento que se consideran en los proyectos: la de desagüe y al de la conducción. El diámetro de la tubería de toma esta dado por el cálculo hidráulico de la línea de conducción.⁶

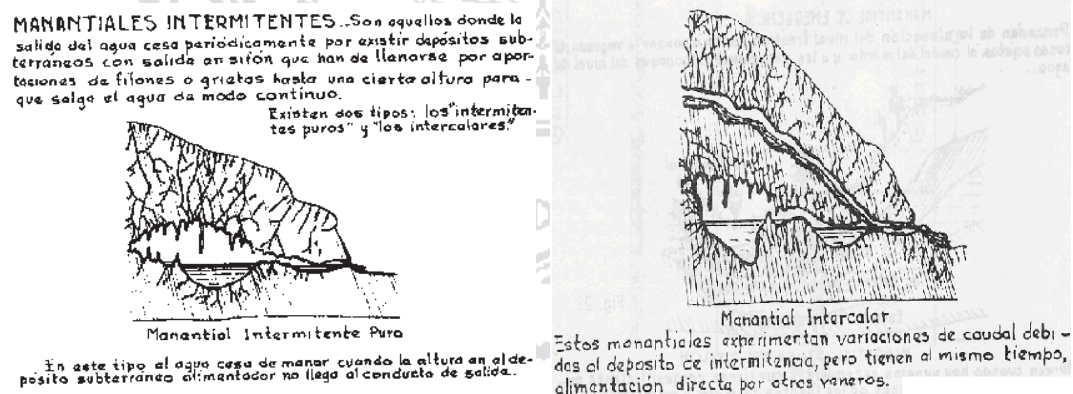


Figura: 2.3.1.5 a.- Manantiales afloramiento freática.

⁶ Pedro López Alegría, "ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION Y ELIMINACION DE EXCRETAS", México, Editorial Alfa Omega / Instituto Politécnico Nacional, 1990.

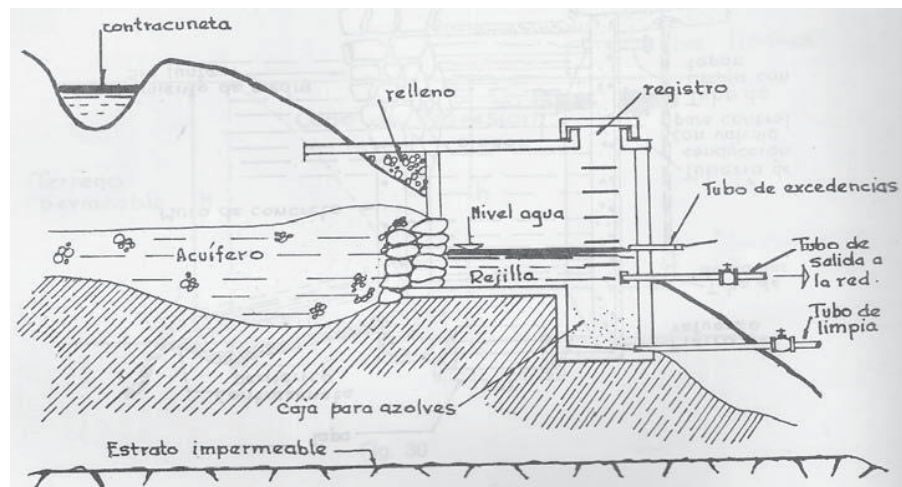


Figura: 2.3.1.5 b.- Captación en Manantial.

2.3.2.- Captación de aguas subterráneas.

Las aguas subterráneas se clasifican generalmente en *aguas freáticas* y *agua confinada*.

Un manto acuífero de *agua freático* es aquel que no tiene presión hidrostática, circulando el agua en materiales granulares no confinado como arena, grava aluviones, etc. El manto superior del acuífero se llama capa freática y su perfil en materiales granulares es semejante al perfil del terreno, mientras que en las rocas fracturadas el nivel freático es una superficie horizontal.

El agua subterránea confinada es aquella que esta situada entre dos capas de materiales relativamente impermeable. Con relación en la función de almacenamiento se tienen dos propiedades importantes conocidos como porosidad y rendimiento específico.⁷

La porosidad es un índice de la cantidad de agua del subsuelo que se puede almacenar en una formación saturada. La cantidad de agua que se puede tomarse de una formación acuífera se denomina como rendimiento específico, definiéndose como el volumen de agua liberado de un volumen unitario de material del acuífero cuando permite que escurra libremente por gravedad.

⁷ Op. Cit.

La propiedad de un manto acuífero relacionado con su capacidad de conducción se conoce como permeabilidad (conductividad hidráulica), es proporcional a la diferencia de presión y velocidad del flujo entre dos puntos que están en condiciones de escurrimiento laminar.

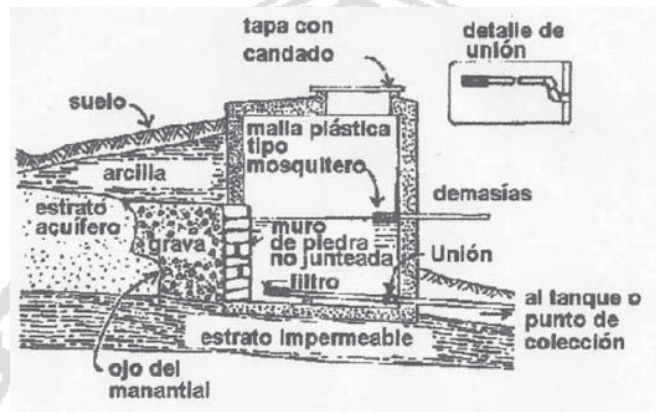


Figura: 2.3.2.- Captación de agua subterránea.

2.3.2.1.- Galerías filtrantes.

Una galería filtrante se utiliza principalmente para captar agua del subálveo de corrientes superficiales, que generalmente se conduce a un carcomo de bombeo donde se inicia la obra de conducción. Las formulas teóricas que se han desarrollado para el cálculo de los gastos que se pueden captar por medio de una galería filtrante están basados fundamentalmente en la: ley de filtración, de Darcy y en las teorías relativas de escurrimiento del agua en medio permeable, homogénea e isotropicos.

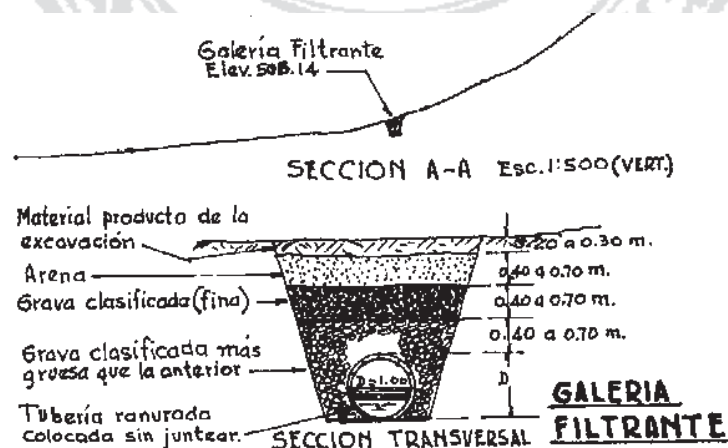


Figura: 2.3.2.1.- Galerías filtrantes.

2.3.2.2.- Puyones.

El sistema de puyones se ha utilizado pocas veces para el abastecimiento de agua potable, principalmente en localidades rurales. Su construcción más común es en terreno blando para obtener un gasto importante es necesario hincar varios pozos se denomina *sistema de puyones*. Este tipo de captación no es recomendable cuando se requieren profundidades que excedan los 20 o 30 m.

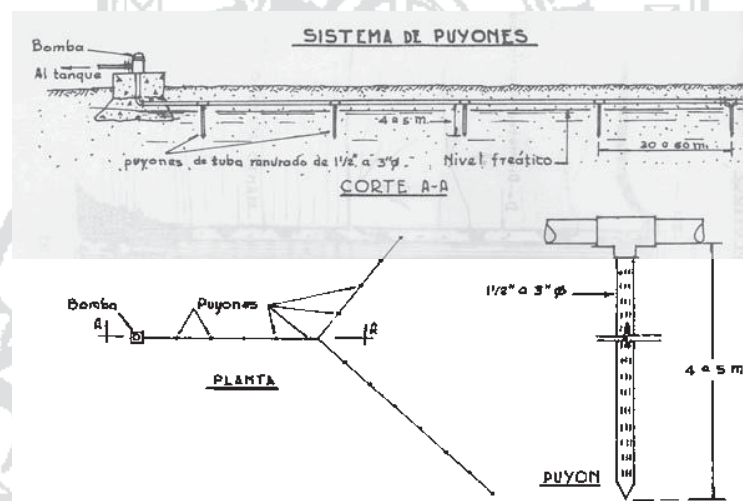


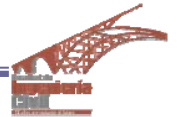
Figura: 2.3.2.2.- Sistema de puyones.

2.3.2.3.- Pozos someros.

Estos pozos someros de pequeño diámetro que también recibe el nombre de pozos hincados, se construyen de diversas formas, dependiendo del diámetro del pozo y del material que lo atraviesan. Se construyen cuando es conveniente explotar el agua freático y/o del subálveo. El diámetro mínimo del pozo circular es 1.5 m y debe permitir que su construcción sea fácil.

2.3.2.4.- Pozos profundos.

Dentro del estudio de la hidrológica subterránea de una región. La hidráulica de pozos proporciona las bases teóricas para logra interpretar o prever las fluctuaciones de los niveles freáticos o piezométricos para fines de abastecimiento de agua potable los problemas que generalmente estudia la hidráulica de pozos son los siguientes:



Identificación de sistemas de flujo, (confinado y semiconfinado) y determinación de sus características hidráulicas (permeabilidad, transmisibilidad, almacenamiento, etc.).

Predicción del comportamiento de los niveles de agua, utilizando las fórmulas de la hidráulica de pozos y conocidas las características hidráulicas del acuífero.

Diseño de campos de pozos, cuando se requiere la utilización de varios, el problema consiste en definir el número, su localización y el gasto de explotación conveniente, para no originar la interferencia entre ellos.

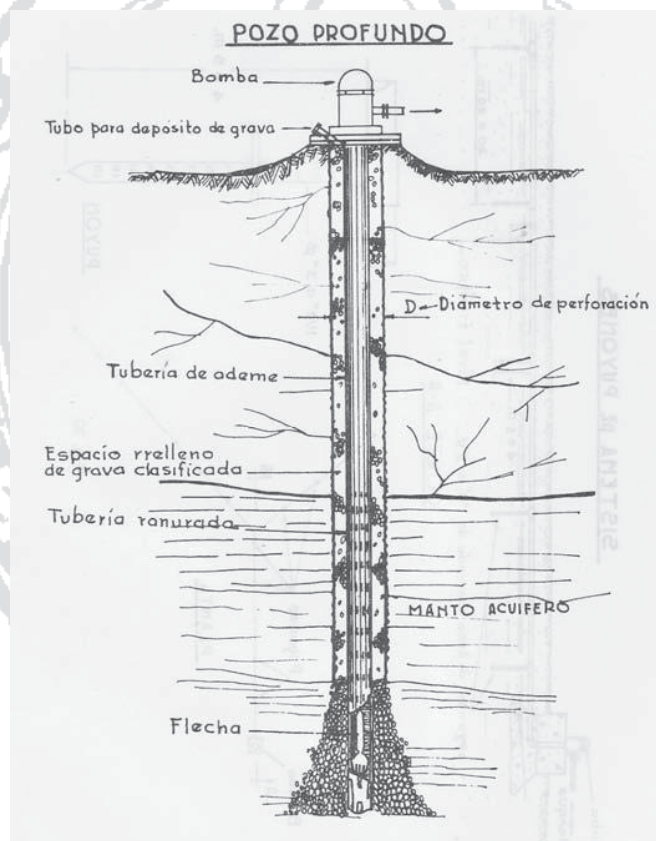
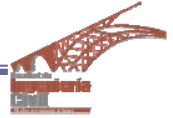


Figura: 2.3.2.3.- Sistema de profundos.



2.4.- Líneas de conducción.

Dentro de un sistema de abastecimiento de agua potable se llama línea de conducción, al conjunto integrado por tuberías, estaciones de bombeo y dispositivos de control que permiten el transporte de agua desde una sola fuente de abastecimiento, hasta un sólo sitio donde será distribuida en condiciones adecuadas de calidad, cantidad y presión.

Para su buen funcionamiento es necesario la instalación de las piezas especiales de los cuales se describen a continuación.

Válvulas: Son dispositivos que permiten el control del flujo en la conducción, atendiendo a situaciones de corte y control de flujo, acumulaciones de aire, por llenado y vaciado de la conducción, depresiones y sobre presiones generadas por fenómenos y transitorios, y retroceso del agua por paro del equipo de bombeo, entre otras.

Piezas especiales: Son elementos de unión entre los componentes de una conducción de agua, se utilizan para efectuar intersecciones de conductos, variaciones de diámetros, cambios de dirección, conexiones de válvulas y equipos de bombeos. Este grupo es constituido por juntas, carretes, extremidades, tes, cruces, codos, y reducciones, entre otros.

Caja rompedora de presión: Estructura contenedora, utilizada en sistema por gravedad para comunicar a la conducción con la atmósfera, disminuyendo a si las cargas piezométricas ejercidas sobre la tubería.

Dispositivos de control de transitorios: Estructuras diseñadas para controlar depresiones, sobre presiones, burbujas de aire y además perturbaciones en la conducción, ocasionadas por fenómenos transitorios.

Válvula aliviadora de presión: La válvula aliviadora de presión se coloca en la tubería para disminuir las sobrepresiones causadas por un fenómeno transitorio.

Es un dispositivo que puede activarse en forma mecánica mediante un resorte calibrado o en forma eléctrica empleando un solenoide para abrir una compuerta cuando la presión sobre pasa un valor determinado. Se recomienda colocar este tipo de elemento, en conducciones con diámetros pequeños.



Válvula anticipadora del golpe de ariete: la válvula anticipadora del golpe de ariete protege al equipo de bombeo de la onda de sobre presión causada por el paro de la bomba ocasionado por la falla de la energía eléctrica.

Instalación de un by-pass en la válvula de no retorno: Para obtener una rotación inversa controlada en la bomba y evitar sobrepresión que causen problemas de las tuberías se puede colocar aguas abajo del equipo de bombeo; un retorno y un by-pass alrededor de la válvula. Cuya capacidad de conducción no permita una velocidad inadmisibles en sentido inverso y que se asegure la reducción necesaria de las sobrepresiones. Provocadas por un paro accidental del equipo de bombeo o falla de la energía eléctrica.⁸

2.4.1.- Conducciones por gravedad.

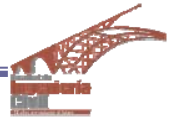
En la gran mayoría de las obras de los sistemas de abastecimiento de agua potable, se utilizan tuberías para la conducción del agua.

El escurrimiento del agua de las conducciones por gravedad se puede efectuar de dos maneras: trabajando a superficie libre o funcionando a presión, siendo este caso el que se considera en la totalidad de las obras de conducción.

Para el proyecto de las líneas de conducción a presión se deben tomar en cuenta los aspectos que se mencionan:

La tubería debe seguir, en lo posible, el perfil del terreno y su localización para que sea la más favorable con respecto al costo de construcción y las presiones resultantes. Se debe tener especial atención en la gradiente hidráulico, ya que mientras más cercana este la conducción a esta línea, la presión en los tubos es menor, esta condición puede traer como consecuencia un ahorro en el costo de la tubería. En ocasiones las altas presiones internas se pueden eliminar rompiendo la línea de gradiente hidráulico con la instalación de almacenamientos auxiliares, como embalses o cajas rompedoras de presión.

⁸ CNA = CONAGUA: Comisión Nacional de Agua. Lineamientos Técnicos para la elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario. México.



La velocidad en la tubería debe ser lo suficiente grande para prevenir que se depositen sedimentos en ella. Como en casi la totalidad de las obras de conducción, las tuberías se instalan en zanja; durante el trazo topográfico debe procurarse disminuir al máximo posible la excavación en roca.

Cuando la topografía es accidentada se localizan válvulas de admisión y expulsión de aire en los sitios más elevados del terreno, mientras que, cuando la topografía sea más o menos plana se ubican en los puntos situados cada 1.5 Km. como máximo, y en los puntos mas alto del perfil de la línea.

En tramos con pendiente fuerte, ascendente o descendente, se debe analizar la conveniencia de instalar válvulas de admisión o impulsión de aire en puntos intermedios. Por otra parte, los desagües se utilizan generalmente en los puntos más bajos del perfil, con el fin de vaciar la línea en caso de roturas durante su operación, también se utilizan para el lavado de la línea durante su construcción.

Generalmente, en conducciones a presiones, las estructuras de protección más importante son las cajas rompedoras de presión. En conducciones muy largas es recomendable y en ocasiones obligado, utilizar estas estructuras con la finalidad de mejorar el funcionamiento hidráulico de la conducción.

En el cálculo hidráulico de una conducción, el caso más frecuente que se presenta es el de determinar el diámetro, tipo de tubería y clases, en función de lo siguiente:

Carga disponible, que es igual al diferencia de niveles entre la superficie del agua en la obra de toma y en el tanque de regularización (dato topográfico).

La longitud de la línea (dato topográfico).

El gasto por conducir.

Para dimensionar la tubería se aplica la formula de Darcy-Weisbach, utilizando los diámetros internos reales de los tubos. Normalmente se utiliza la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se consideran por tener valores relativamente bajos en función de la pérdida total;

Sin embargo, si el trazo de una línea presenta demasiados cambios de dirección o de diámetro, debidos a condiciones especiales de topografía o espacio, deben considerarse las pérdidas secundarias.

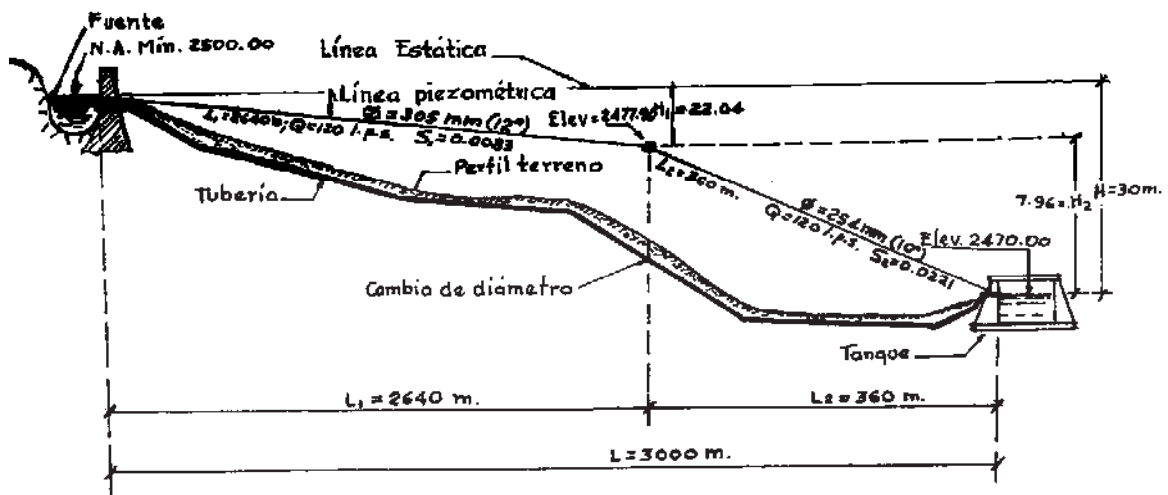


Figura: 2.4.1.- Conducciones por gravedad.

2.4.2.- Conducciones por bombeo.

El bombeo de agua se hace generalmente de un pozo o de un cárcamo. El equipo de bombeo produce un incremento brusco en el gradiente hidráulico para vencer todas las pérdidas de energía en la tubería de conducción. Para definir las características de una línea de conducción, debe realizarse un análisis de diámetro económico.

Se deben analizar los fenómenos transitorios en la línea de conducción, con el objeto de revisar si los tipos y las clases de la tubería seleccionada son los adecuados, y si se requieren estructuras de protección, como son: tanques unidimensionales, válvulas aliviadoras de presión, torres de oscilación y cámaras de aire.

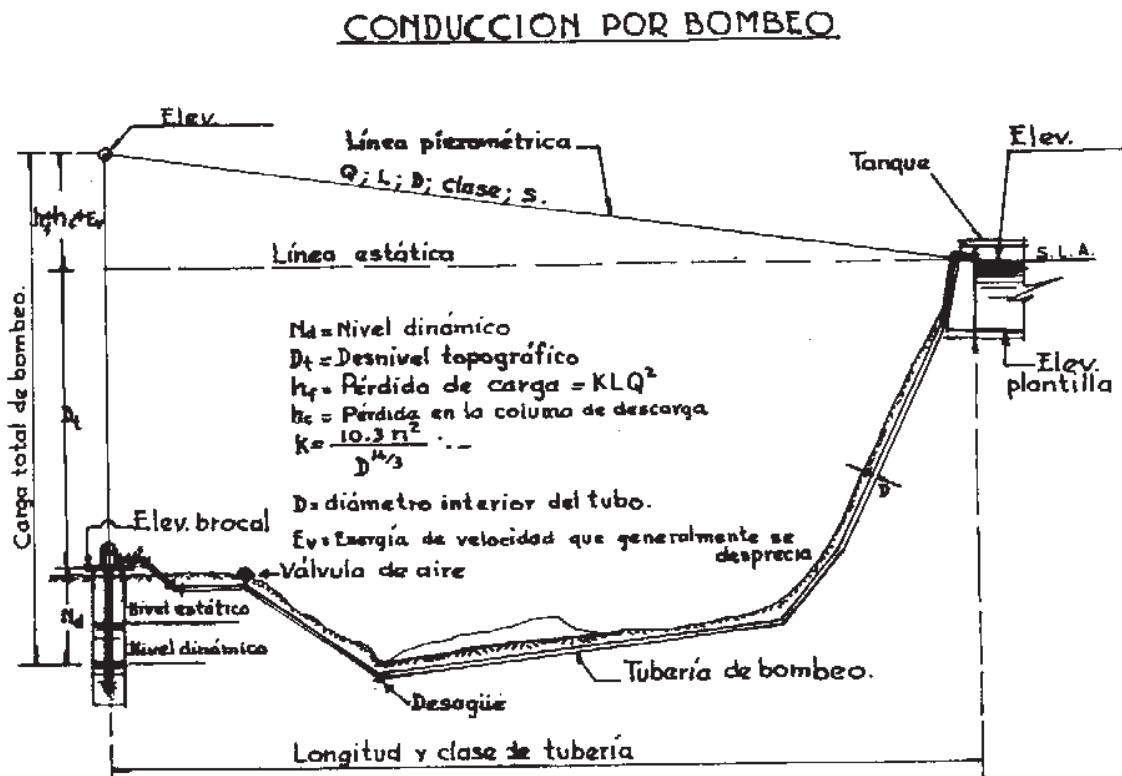


Figura: 2.4.2.- Conducciones por bombeo.

2.4.3.- Conducciones por bombeo-gravedad.

Si la topografía del terreno obliga el trazo de la conducción a cruzar por las partes más altas que la elevación de la superficie del agua en el tanque de regulación, conviene analizar la colocación de un tanque intermedio en ese lugar.

La instalación de este tanque ocasiona que forme una conducción por bombeo-gravedad, donde la primera parte es por bombeo y la segunda por gravedad, según el manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento (MAPAS⁹).

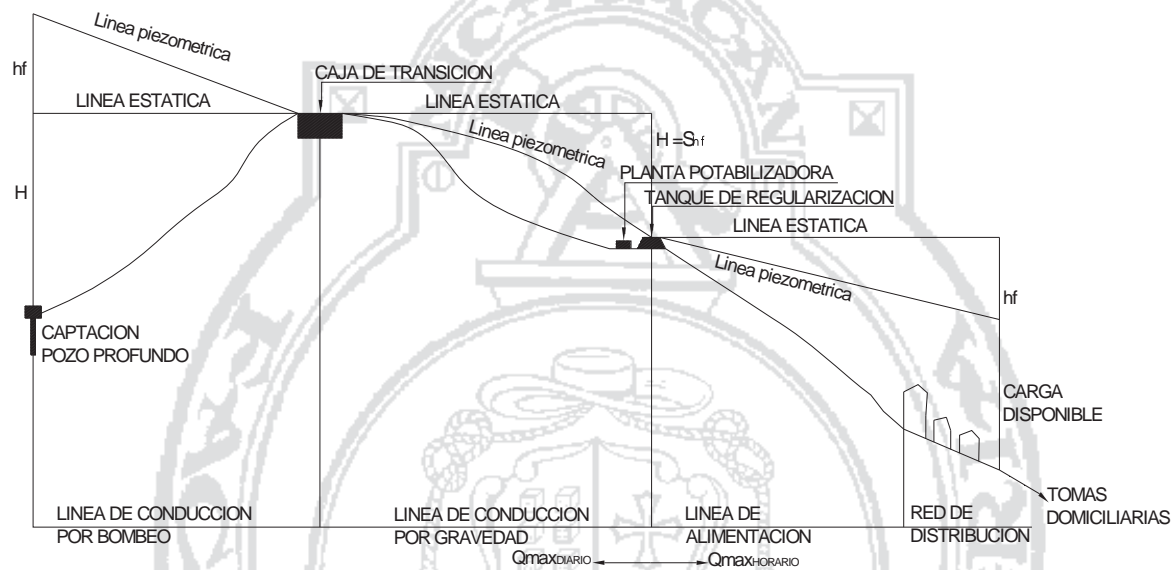


Figura: 2.4.3.- Sistema de abastecimiento por gravedad y por bombeo

2.4.4.- Líneas paralelas.

Las líneas de conducción paralela se forman cuando es necesario colocar dos o más tuberías sobre un mismo trazo. Esta instalación se recomienda previo análisis económico para evitar la colocación de diámetros mayores de 1.22 m para efectuar la construcción por etapas según las necesidades de la demanda de agua, la disponibilidad de los recursos y facilitar la operación a diferentes gastos según el manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento (MAPAS).

2.4.5.- Alimentación directa.

Esta alimentación se hacen directamente de la red municipal que disponga una presión necesaria para un optimo servicio, aun considerando las perdidas por fricción, obstrucción, cambios de dirección, ensanchamiento o reducción brusca de diámetros de tal manera tenga un gasto aceptable para su posterior distribución en la entidad.

⁹ S/A, MAPAS: Manual de diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.



2.5.- Levantamientos topográficos para línea de conducción.

2.5.1.- Estudios topográficos.

Es el conjunto de actividades de campo y gabinete que tienen como finalidad proporcionar información tales como: altimétrica y/o planimetría, para representarlas en planos y a una escala adecuada, de manera que se tenga una representación gráfica del perfil y planta por donde se vaya a trazar la línea de conducción. Para realizar este trabajo es necesario recopilar información cartográfica, fotogramétrica y topográfica existente sobre el área en estudio.

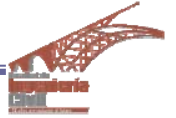
La información mínima que se debe recopilar es la cartografía, editada por las dependencias de la federación (INEGI), comisión nacional de agua (CNA), etc. y las correspondientes de los gobiernos estatales y municipales, si es el caso.

De existir levantamientos topográficos anteriores de la zona en estudio, se analiza información para determinar la posibilidad de utilizarlos, actualizarlos complementarlos, según sea el caso. Cuando exista topografía de áreas vecinas, se establecen los puntos de liga respecto a la nueva área de estudio, los mismos que deben ser referenciados.

2.5.2.- Poligonales (trazo de apoyo).

Con objeto de comprobar la alternativa de trazo del eje de un conducto (línea conducción, colector, emisor, etc.), que sea seleccionada previamente en gabinete el apoyo de la información cartográfica existente, se debe llevar a cabo un reconocimiento de campo, haciendo las modificaciones pertinentes de acuerdo con los obstáculos, características del suelo, relieve y tenencia de la tierra en la zona.

El origen de las coordenadas "X, Y, Z" del trazo de apoyo o poligonal auxiliar, que permite definir el eje del conducto, debe referirse a coordenadas cartesianas o UTM (Universal Transversa de Mercator) determinadas por (INEGI); cuando lo anterior no sea posible se pueden utilizar medios gráfico tomados sobre cartas editadas por alguna dependencia oficial, indicándolo en las notas con los planos respectivos.



2.5.3.- Nivelación de perfil.

Este tipo de nivelación tiene por objeto apreciar con claridad todos los accidentes topográficos por los que atraviesa la línea del trazo, la nivelación de perfil debe tomar con precisión las elevaciones sobre el nivel medio del mar.

Se colocan trompos a cada 20 m sobre la línea de trazo, y de todos aquellos puntos que tengan cambios de pendiente bruscos. La nivelación debe cumplir con la comprobación y la tolerancia que se indica en la sección transversal debe estar apoyada en las cotas del perfil de la línea, que fueron determinadas a cada 20 m con nivel fijo.

Con la nivelación del perfil de la línea y el seccionamiento que se realice en el trazo de apoyo, se configura una franja que cubra el área necesaria, con curvas de nivel equidistantes a cada metro o menos dependiendo de lo accidentado de dicha franja.

2.5.4.- Informe Final.

El informe final se debe integrar con: los planos definitivos impresos, (plantas, perfiles y secciones), libretas de campo, álbum fotográfico, video grabación.

Se debe elaborar la memoria descriptiva de los trabajos, incluyendo el equipo utilizado) la relación de planos, entre otros.

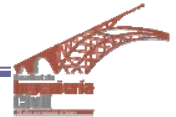
Asimismo, se debe elaborar la memoria de cálculo indicando los procedimientos y metodologías aplicadas en el cálculo de coordenadas y orientaciones astronómicas.

También se debe elaborar una relación de libretas de campo con sus índices respectivos y una relación de los bancos de nivel utilizados. En lo relativo a fotogrametría se deben entregar los negativos de fotografías, procedimientos de cálculo e información sobre los apoyos terrestres.

2.6.- Levantamientos topográficos para la red de agua potable.

Para conocer las condiciones topográficas de la localidad se realizaron diferentes tipos de levantamientos como son: *poligonal cerrada o de vialidad y Curvas de nivel.*

(Ver anexo plano 01 Y 02)



2.6.1.- Levantamiento de poligonal cerrada o de vialidad.

El levantamiento del eje de las calles de la localidad, se efectúa por medio de poligonales cerradas, de las cuales se derivan las de relleno o poligonales secundarias, utilizadas para situar todos los cruceros. En todos los casos se deben comprobar los cierres lineal y angular. Los vértices de las poligonales se deben referenciar a los paramentos de las calles.

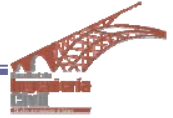
En el levantamiento de las poligonales de apoyo se deben incluir los detalles de los cruceros de calles; por medio de radiaciones con ángulo y distancia, así como de cruces importantes con caminos, vías de ferrocarriles y ríos. Estos son los levantamientos que sirvieron para estudiar y construir vías de transporte o comunicaciones como las calles, avenida, trazar las acometidas eléctricas, líneas de agua potable y alcantarillado. *(Ver anexo plano 02)*

2.6.2.- Curvas de nivel.

Las curvas de nivel tienen como fin mostrar el relieve de un terreno y son uno de los variados métodos que se utilizan para reflejar la forma tridimensional de la superficie terrestre en un mapa bidimensional.

Los detalles topográficos se deben tomar con el fin de obtener curvas de nivel que deben ir equidistantes a cada 50 cm. la cual servirá para determinar las elevaciones de cada cruce de la red de agua potable y que indiquen exactamente la altimetría del terreno así como la ubicación de las calles, zonas suburbanas de desarrollo futuro, patios, solares en donde existan cambios de pendiente y zanjas. En nuestro caso antes de generar curvas de nivel se debe de generar una triangulación entre los puntos X, Y, Z el programa de CIVIL CAD¹⁰ pueda calcular por interpolación las curvas de nivel a cada 50 cm. Sin embargo siempre debe atenderse la petición del ingeniero proyectista de la red de agua potable para obviar o incluir consideraciones en cuanto al nivel de detalle que deba realizarse la topografía. *(Ver anexo plano 01).*

¹⁰ Civil CAD: Es una herramienta de Auto CAD que contiene extensa ayuda en español y rutinas útiles para anotación automática de datos en líneas y arcos, generación de cuadros de construcción de polígonos y de curvas, reportes de puntos geométricos, memorias descriptivas y técnicas, resumen de áreas, generación automática de perfiles, secciones, curvas de nivel, cálculo de volúmenes en vialidades y plataformas, dibujo de polígonos, curvas y genera reportes de tabla de cálculo hidráulica, iteraciones y resultados finales en nodos, dibuja despieces de cruceros, cuantificación de piezas especiales, Estos reportes se despliegan en la hoja de cálculo DataCalc, incluida en Civil CAD, y se pueden exportar a formato Excel 95/97 y texto delimitado por comas.



2.7.- Planos del fraccionamiento.

2.7.1 Elaboración de planos topográficos.

Con la información obtenida en campo se procede a calcular las poligonales, así con los niveles obtenidos, para elaborar el plano topográfico en planta con su respectivo sistema de coordenadas X, Y, Z y generar cuadro de construcción de la poligonal incluyen vértices, ángulos, distancias y rumbos, adicionalmente se debe indicar el norte astronómico, declinación magnética y norte magnético.

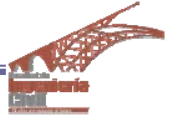
En el caso de líneas de conducción, el perfil de la poligonal se dibuja con base en trazo y la nivelación haciendo origen en la fuente de abastecimiento, captación o plan de bombeo, en la parte inferior del plano se debe indicar kilometraje y elevaciones cada 20 m. En el dibujo de los planos se procurará que tanto en planta como en perfil, el sentido de escurrimiento del agua sea de izquierda a derecha.

La configuración de la planta se presenta a escala 1:2000, en tanto para el perfil la escala horizontal es de 1:2000 y la escala vertical debe ser la más conveniente para proyecto, de tal forma que se aprecien todos los accidentes topográficos.

En los planos se debe tener un croquis de localización general en el extremo superior derecho y notas aclaratorias que indiquen los sitios donde se hayan establecido los bancos de nivel y las estaciones de observación astronómica para determinación de azimut, con sus datos respectivos (x, y, z).

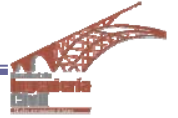
En la parte inferior derecha irá el cuadro de referencia, con el nombre de dependencia, lugar, Municipio y Estado del sitio levantado, plano de que se trate (planta, perfiles y secciones transversales.), el cadenamiento, escala, fecha e levantamiento (mes año) nombre del topógrafo y nombre del dibujante.

Las secciones transversales que se levanten sobre el trazo de apoyo a cada 20 m, se deben dibujar en papel milimétrico, o generar con el programa de CIVIL CAD versión 2005-2008 debiendo aparecer su cadenamiento y elevación en cada sección dibujada. La escala debe ser 1:100 tanto horizontal como vertical, y su dibujo se hará en el sentido del cadenamiento, en el caso de cauces y/o arroyos éste irá de aguas arriba hacia aguas abajo, de tal forma que a la izquierda quede la margen izquierda, ya la derecha la margen derecha. *(Ver anexo plano 02 y 03)*



CAPÍTULO III

“Echar a volar la imaginación es el único medio que la vida nos ofrece para ir a cualquier lugar”...



FUENTES DE ABASTECIMIENTOS

Se entiende por fuente de abastecimiento de agua aquel punto o fase del ciclo natural del cual se desvía o aparta el agua, temporalmente, para ser usada, regresando finalmente a la naturaleza. Esta agua puede o no volver a su "fuente" original, lo cual depende de la forma en que se disponga de las aguas de desperdicio.

El objetivo de un sistema de abastecimiento es proporcionar un servicio eficiente, considerando calidad, cantidad y continuidad. El efecto de la acción del hombre sobre la naturaleza, en todo caso consiste en disminuir los recursos de agua subterráneos, extrayéndolos del subsuelo sin reponerlos, como sucede comúnmente en el caso de abastecimientos superficiales de agua. En algunos lugares ha llegado a ser muy importante la disminución de los mantos acuíferos subterráneos causada por la acción del hombre. Para el abastecimiento público de agua se usan comúnmente tanto los recursos superficiales como los subterráneos.

Las razones para elegir uno u otro son muchas e incluyen consideraciones tales como la calidad, la cantidad disponible, la seguridad del abastecimiento y el costo de construcción, operación y mantenimiento. Al desarrollar un proyecto para abastecimiento de agua potable uno de los principales problemática socio-económica es la manera de abastecerse agua a la sociedad y por esta razón se describen a continuación las fuentes de abastecimiento más comunes en nuestro medio. *De los cuales se dividen en tres grandes grupos.*

Fuentes de abastecimiento atmosférica.

Fuentes de abastecimiento superficiales.

Fuentes de abastecimiento subterráneos.



3.1.- Fuentes de abastecimiento atmosférica.

El agua circula continuamente a través del interminable ciclo hidrológico de precipitación o lluvia, escurrimiento, infiltración, retención o almacenamiento, evaporación, reprecipitación, y así sucesivamente. Esta fuente esta formada por las lluvias, los cuales al pasar por la atmósfera traen consigo bióxido de carbono y otros ácidos que pueden ser acidas corrosivas al agua, pero a su vez están casi libres de bacterias y de otros parásitos.

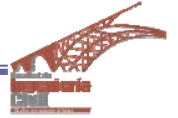
La desventaja de esta fuente de abastecimiento es que no son constantes, por lo cual deben recolectarse en la época de lluvia, esta agua es aprovechada en lugares en donde no existen otro tipo de fuentes de abastecimiento y si existen son insuficientes e inadecuadas.

3.2.- Fuentes de abastecimiento superficiales.

Este tipo de fuente de abastecimiento está constituido por ríos, lagunas, lagos, presas, embalses y mares. Estas fuentes son abundantes pero están muy contaminadas, pues contienen gran cantidad de sales, minerales en soluciones y además, materias orgánica e inorgánica en suspensión así como microorganismos. Por lo general, las grandes ciudades dependen de abastecimientos las aguas superficiales, ya sean de corrientes, lagos o embalses; y no son seguras para el consumo humano y requieren de tratamiento.

3.2.1.- Manantiales.

Aparecen donde un estrato que lleva agua alcanza la superficie del terreno, o donde las fisuras de la roca "afloran" a la superficie, en condiciones tales que el agua subterránea es forzada a través de las grietas. El primer tipo de manantial es usualmente de origen local, y debe tenerse gran cuidado para aislarlo de las fuentes de contaminación cercanas. Es difícil averiguar el origen de un manantial surgido entre rocas, a no ser que se logre un conocimiento detallado de las formaciones geológicas del área en cuestión. Aunque el aislamiento de las fuentes cercanas de contaminación sea menos importante en este caso que en el anterior, deba tenerse presente que las materias contaminantes pueden pasar por las grietas de las rocas a grandes distancias, sin que mejore la calidad del agua, como sería el caso si ésta pasara a través de arena.



Han sido ideados muchos métodos para captar el agua de los manantiales. Por lo general, el manantial debe protegerse por una estructura de concreto u otro material impermeable de tipo permanente; para impedir que cualquier agua que no brote del manantial se mezcle con la de éste. En caso de que el agua no brote de la tierra en un sitio bien definido, debe captarse y transportarse el agua a un pozo colector o estanque por medio de canales de tejas con sus juntas abiertas, colocadas dentro de zanjas perpendiculares a la dirección del flujo subterráneo. Las tejas deben bordearse con pedacearía de piedra o con grava, y los bordes deben cubrirse con arcilla para impedir cualquier escurrimiento superficial.

Todos los manantiales deben cubrirse, y el agua sobrante debe entubarse hacia afuera de la estructura para que el agua superficial no pueda penetrar en el manantial durante los períodos de inundación, no importa cuál sea el tipo de construcción. No es necesario ventilar las estructuras de los manantiales; por lo tanto, debe evitarse toda clase de aberturas, excepto la indispensable para la inspección, provista de una cubierta que pueda cerrarse bien.¹¹



Figura: 2.3.1.5.- Manantial la rodilla del diablo en Uruapan, Michoacán, México.

¹¹ <http://www.vitalis.net/actualidad79.htm>.



3.2.2.- Ríos.

Los abastecimientos de agua de los ríos requieren por lo común de los mayores recursos para su tratamiento. La turbiedad, o enturbiamiento, el contenido mineral y el grado de contaminación varían considerablemente de un día a otro. La variación de la temperatura del agua durante el año también puede hacerla indeseable, especialmente durante los meses calurosos de verano.

Aunque no siempre sucede así, a menudo el abastecimiento de río se prefiere solamente cuando no es posible obtener agua de otras fuentes seguras. Por otro lado, el abastecimiento de río tiene la ventaja, sobre el tipo de abastecimiento de embalses, de que la inversión que debe hacerse en la planta de tratamiento es menor, porque no se requiere construir costosos muros de retención, ni canales, ni grandes extensiones de terreno, ni adquirir derechos sobre el agua.

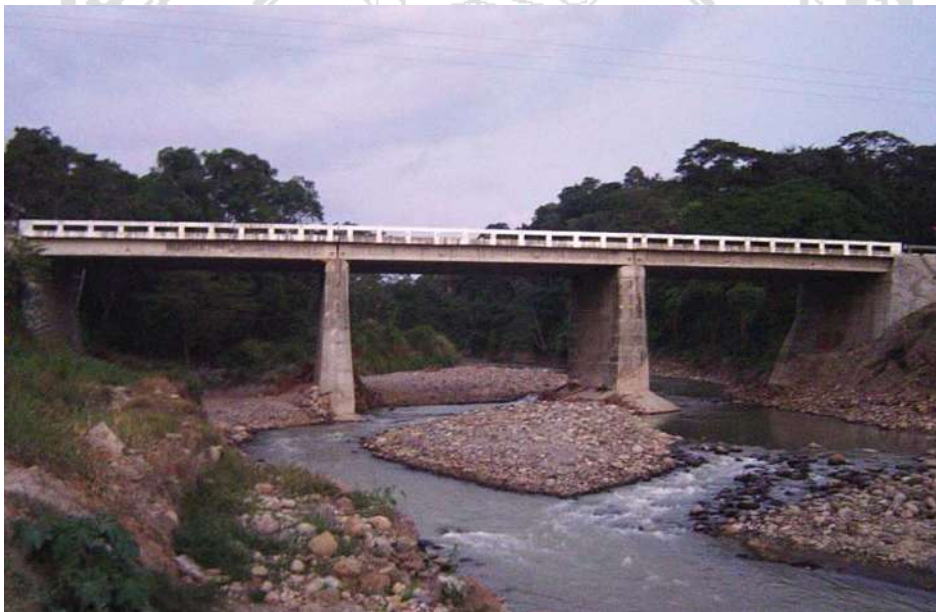
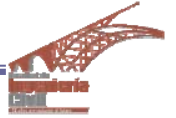


Figura: 2.3.1.- Abastecimiento en un río.



3.2.3.- Lagos.

Gran masa permanente de agua depositada en depresiones del terreno, embalsada en tierra firme. Los lagos pueden proporcionar agua de calidad excepcionalmente buena, excepto cerca de sus márgenes y en la vecindad de descargas de drenajes o de corrientes fuertes. Además de necesitar un tratamiento mínimo, la disponibilidad de cantidades de agua.

Prácticamente ilimitadas constituye una ventaja decisiva; sin embargo, los medios más deseables para disponer de las aguas negras de una ciudad consisten frecuentemente en descargarlas al mismo lago del que se suministra el agua. Debe tenerse gran cuidado para localizar tanto los puntos de toma de agua como los de descarga de drenajes, para que a la planta de tratamiento llegue un agua con el mínimo de contaminación.

Algunas veces es tan grande la distancia que hay desde la orilla al punto en donde puede obtenerse una agua satisfactoria de cuya calidad se pueda estar seguro, que el costo de las instalaciones de toma resulta prohibitivo para una municipalidad pequeña. En tales casos debe localizarse otro punto de abastecimiento u obtenerse de donde procede el agua de la ciudad cercana, que es la que seguramente está causando la contaminación principal. Por lo general, las aguas de los lagos son razonablemente uniformes de un día a otro, y no varían tanto en su temperatura como los ríos o los pequeños embalses.



Figura: 3.2.3.- Lago de Uruapan Michoacán .México

3.2.4.- Embalses.

Embalse depósito artificial de agua que se forma mediante un dique o una presa en el curso de un río o arroyo, con el fin de almacenar sus aguas para distintos usos. El agua de los embalses se utiliza en el abastecimiento de las poblaciones, para regar los terrenos y para la producción de energía eléctrica.

Cuando el consumo de agua es mayor o incluso cercano al del caudal de la corriente, puede ser necesario construir una represa, creando así un embalse para almacenar el agua durante la temporada de lluvias, la cual será utilizada durante la subsecuente época de estiaje.

Los embalses tienen, además, la ventaja de eliminar la mayor parte del lodo o enturbiamiento del agua, por sedimentación durante el almacenamiento. Puede haber ventajas adicionales, tales como la disminución de bacterias, y también desventajas, como la producción de olores y sabores debidos a las algas.

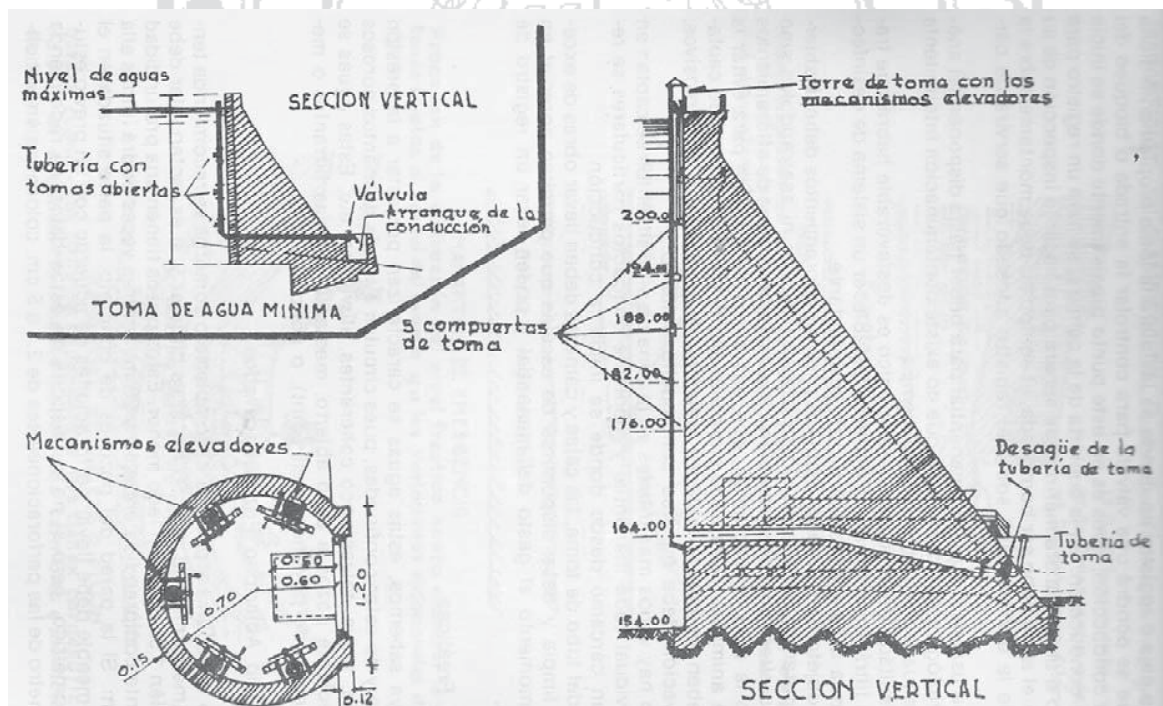
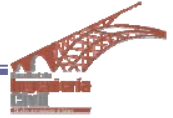


Figura: 3.2.4.- Embalses.



3.3.- Fuentes de abastecimiento subterráneos.

Generalmente, las comunidades más pequeñas son las que emplean abastecimientos subterráneos de agua, por lo limitado que resulta el volumen de un acuífero. Un inconveniente de los abastecimientos subterráneos es su tendencia a proporcionar aguas excesivamente duras. Lo cual se debe a que los constituyentes que causan la dureza son lavadas de los depósitos minerales. Por otro lado, el abastecimiento subterráneo tiene la ventaja de proporcionar aguas que requieren un menor grado de tratamiento, porque las "impurezas" se eliminan en forma natural a medida que el agua, atraviesa las capas del suelo y el subsuelo. Sin embargo, debe tenerse siempre presente que, aunque estas condiciones corresponden a la generalidad de las aguas subterráneas, no siempre contribuyen a la dureza los depósitos minerales, y que la conformación del suelo y del subsuelo puede no ser del tipo que elimina con eficacia la materia indeseable del agua.

3.3.1.- Pozos poco profundos.

Aunque no existe un límite exacto que distinga entre pozos poco profundos y pozos profundos, usualmente se clasifican como "poco profundos" aquellos cuya profundidad es menor de 30 metros y como "profundos" aquellos cuya profundidad es superior a dicho límite.

Los pozos cavados consisten de un hoyo vertical, por lo general de 1.20 m a 1.80 m de diámetro, excavados desde la superficie del suelo hasta encontrar el manto acuífero. Estos pozos pueden recubrirse con hormigón, ladrillo, piedra brasa o baldosa vidriada.

El recubrimiento debe extenderse desde unos 30 cm. sobre la superficie del suelo, hasta cuando menos 3 m bajo la misma, y debe ser impermeable para evitar escurrimientos e infiltraciones superficiales. El hormigón es el material más adecuado para recubrir la parte superior del pozo; se prefiere el ladrillo, la piedra brasa o la baldosa vidriada para recubrir la sección permeable que queda dentro del estrato acuífero.

Pueden hacerse pozos poco profundos entubados cuando el agua subterránea se localiza a unos 7.5 m de profundidad o menos, siempre que no haya rocas o formaciones rocosas.

Estos pozos se construyen fácilmente y también pueden protegerse contra contaminaciones superficiales aunque, como en el caso de los pozos cavados, están más expuestos a contaminaciones que los pozos profundos que atraviesan las capas impermeables del subsuelo.

El tipo más sencillo de pozo entubado consiste en una coladera de latón, de forma troncocónica, conectada al extremo inferior de un tubo de hierro que sirve para dirigirla a través de las capas superiores del suelo, hasta colocarla dentro del manto acuífero.

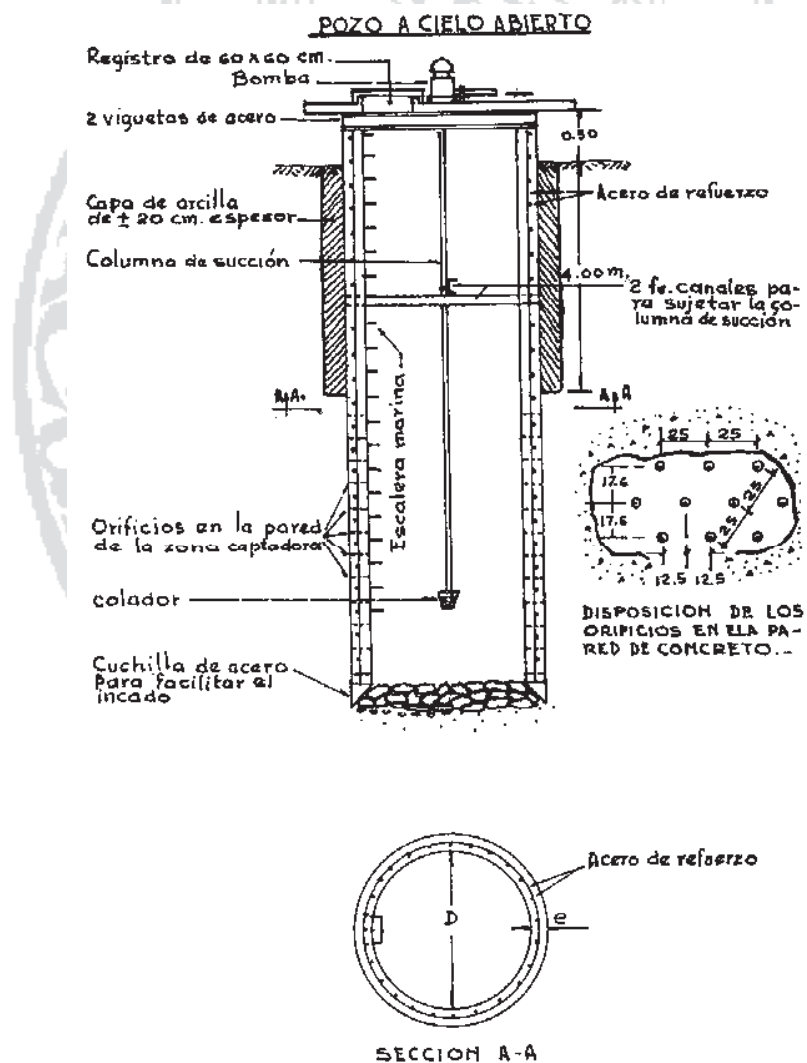


Figura: 3.3.1.- Pozos poco profundos.



3.3.2.- Pozos profundos.

Cuando el suelo se encuentra situado encima de las formaciones rocosas no contiene agua, los pozos deben perforarse ya sea dentro de las rocas para extraer el agua de las grietas o a través de la roca hasta localizar los estratos acuíferos más profundos.

Ante tales circunstancias, o cuando solamente se puede disponer de agua de los estratos profundos, se hacen pozos perforados, comúnmente son de 15 a 30 cm. de diámetro, pero pueden ser mayores. Los recubrimientos metálicos pueden proporcionar una protección efectiva contra la introducción de aguas superficiales y aguas subterráneas contaminadas, siempre y cuando el recubrimiento esté bien soldado para impedir la entrada de toda clase de contaminación.

Si el estrato que lleva agua es arenoso o contiene grava, debe colocarse una coladera de dimensiones adecuadas conectada en el extremo inferior del recubrimiento. Cuando el agua no pueda elevarse más de unos metros mediante succión, el dispositivo de bombeo debe colocarse debajo del suelo, cerca o más abajo el espejo de agua del pozo.

Se acostumbra a menudo recubrir las paredes del pozo con grava, cuando el estrato que lleva agua es de arena muy fina e impide que pase el volumen adecuado de líquido hacia dentro del recubrimiento metálico del pozo. Tales pozos son similares a los ordinarios, con la diferencia de que se elimina la arena en un espacio de algunos centímetros alrededor del tamiz del pozo y se sustituye por grava. Esto hace que aumente la superficie de contacto con el estrato que lleva agua, disminuyéndose la resistencia al flujo del agua hacia el interior del recubrimiento metálico y aumentándose así la capacidad. La grava que queda fuera del tamiz del pozo ayuda también a impedir que la arena pase al interior del recubrimiento metálico durante los períodos de intenso bombeo.

Los resultados globales de operación de este tipo de pozos han sido, por lo general, muy satisfactorios, y algunas autoridades abogan por su uso como práctica normal cuando se extrae el agua de un estrato acuífero constituido por material poco consolidado. La grava puede colocarse de diferentes maneras, pero en todo caso requiere habilidad por parte del perforador de pozos y solamente deben hacerlo aquellos que tengan experiencia en este tipo de trabajo.

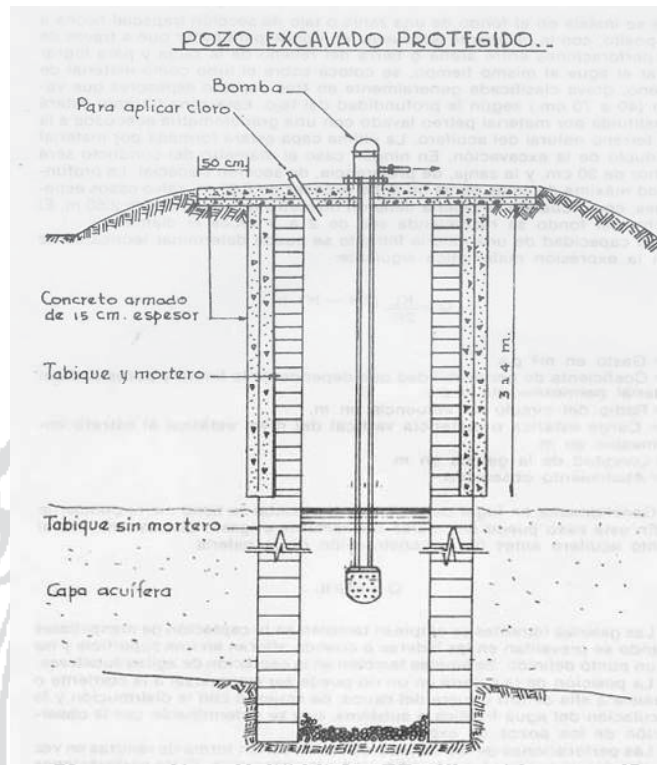
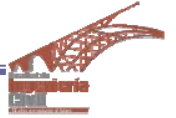


Figura: 3.3.2.- Pozos profundos.



CAPÍTULO IV

*“Se dice que el tiempo cambia las cosas,
pero en realidad es uno el que tiene que
cambiarlas”...*



DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE AGUA POTABLE

En la elaboración de un proyecto se deben planear varias alternativas, definiendo para cada una de ellas, las obras que la integran, realizando un análisis y selección de la más conveniente en función de los aspectos de eficiencia técnica y económica. En el diseño de un sistema de agua potable se debe conocer la infraestructura existente en la localidad y asegurar que en los cruces con la red de alcantarillado sanitario, la tubería de agua potable siempre se localice por arriba.

4.1.- Aspectos teóricos.

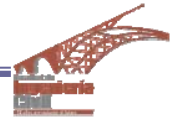
Es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conduce el agua desde el tanque de regularización al sistema de distribución debe ser capaz de proporcionar agua en cantidad adecuada, de calidad satisfactoria, y a la presión suficiente cuándo y dónde se requiera dentro de la zona de servicio de los predios de los usuarios.

Este sistema se forma en dos partes principales:

- Instalación del servicio público (red y tomas domiciliarias).
- Instalaciones particulares (instalación hidráulica de toda la edificación, que a partir del cuadro de la toma domiciliaria, es responsabilidad de los usuarios.

La red de distribución debe satisfacer, los requisitos siguientes:

- Suministrar agua en cantidad suficiente (gasto máximo horario de proyecto).
- El agua debe ser potable.
- Las presiones o cargas disponibles de operación en cualquier punto de la red deben estar comprendidas entre 1.5 y 5.0 kg/cm² (15 y 50 m.c.a). Para localidades urbanas pequeñas se puede admitir una presión mínima de 1.0 kg/cm² (10 m.c.a).
- El diseño de la red de distribución debe tomar en cuenta la situación económica de los usuarios, para lo cual se debe de considerar en el estudio de factibilidad económica y financiera del proyecto, y se debe analizar la conveniencia de diseñar la red mediante un abastecimiento a partir de una toma directa o bien, construir un sistema de almacenamiento para proporcionar un abastecimiento continuo.

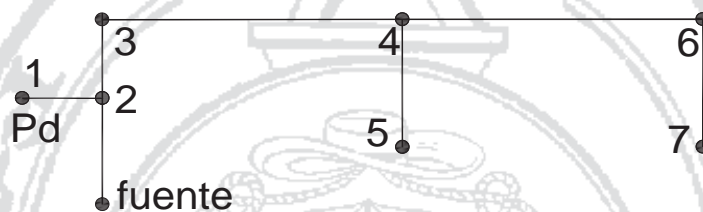


- Las tuberías de agua potable se ubican separadas de otros conductos subterráneos (alcantarillados, gas, electricidad y telecomunicaciones), a una distancia libre mínima de 20 cm. vertical y 40 cm. horizontal. La tubería de agua potable siempre debe localizarse por encima del alcantarillado.

Dependiendo de factores como la disposición de las calles, la topografía de la localidad, localización de las obras de regulación y tratamiento, se dará la configuración del sistema de distribución

4.1.1.- clasificación de los sistemas de distribución.

4.1.1.1.-redes abiertas.

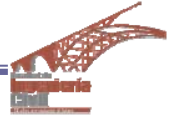


Este tipo de sistema es muy económico, se ahorra en cantidades de tuberías para poder llevar a todos los puntos de demanda, pero a la vez tiene una gran desventaja: es poco seguro, ya que si la red se corta se produce un problema de abastecimiento en el tramo posterior.

Este tipo de red se utiliza frecuentemente para abastecer lugares lejanos de la fuente.

Desventajas:

- En los extremos finales de las ramas se pueden presentar crecimientos bacterianos y sedimentación debido a estancamiento.
- Es difícil que se mantenga una cantidad de cloro residual en los extremos muertos de la tubería.
- Cuando se tienen que hacer reparaciones a una línea individual en algún punto, deben quedar sin servicio las conexiones que se encuentran más allá del punto de reparación hasta que ésta sea efectuada.
- La presión en los puntos terminales de las ramas puede llegar a ser indeseablemente baja conforme se hacen ampliaciones a la red.



4.1.1.2.- Redes cerradas.

El rasgo distintivo de este sistema es que todas las tuberías están interconectadas y no hay terminales ni extremos muertos. En estos sistemas el agua puede alcanzar un punto dado desde varias direcciones, superando todas las dificultades del sistema ramificado. La desventaja es que el diseño es más complicado.

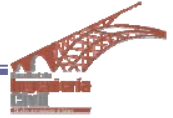


En general, para el abastecimiento de agua se utilizan mallas cerradas. Un diseño eficaz de una red de agua debe considerar múltiples factores, como caudal a transportar, presiones adecuadas y diámetros mínimos.

4.1.1.3.- Sistema combinado.



Consiste en la combinación de los dos sistemas anteriores cuando se hacen ampliaciones al sistema agregando nuevas ramas o mallas. Tiene la ventaja de permitir el uso de alimentadores en circuito que suministran agua a un área desde más de una dirección.



Las consideraciones más importantes son las siguientes:

- Demanda de agua = (cantidad de población)
- Dotación para el consumo doméstico: entre 200 y 300 l/hab/día.
- Rango óptimo de alturas de presión en zonas residenciales: 28–35 m.c.a.
- Limite de presión en hogares: mínima 20 m.c.a y máxima 60 m.c.a.
- Rango óptimo de velocidades: 0.6 m/s – 1.2 m/s.
- Altura de presión mínima en grifos de bomberos: 20 m.c.a.
- Altura de presión mínima en unión domiciliaria: 4 m.c.a.
- Tuberías comerciales de 75 mm de diámetro o más: 100 – 125 – 150 – 200 – 250 – 300 – 350.

4.1.2.- Componentes del sistema de distribución.

- Tuberías: El sistema esta compuesto de tuberías que dependiendo de su diámetro y de la posición relativa respecto a las demás tuberías se designan como: Líneas de alimentación, líneas principales y líneas secundarias.
- Líneas de alimentación. Son aquellas que parten, en el caso que sea un sistema por gravedad, desde el tanque o tanques de regulación a la red; cuando es por bombeo conectado en forma directa, las que va de la bomba a la red.

➤ **Redes primarias.**

Se usa para conducir el agua por medio de líneas troncales o principales.

Cuando la traza de las calles forme una malla que permita proyectar circuitos, su longitud deberá variar entre 400 y 600 m.

El diámetro mínimo por utilizar es de 100 mm; sin embargo, en colonias urbanas populares se puede aceptar 75 mm y en zonas rurales hasta 50 mm.

En una red primaria el número de válvula debe tender al mínimo, considerando que su operación y mantenimiento sea económicas y que se puedan realizar acciones de detección y control de fugas en forma sistemática.



◆ *Redes secundarias o de relleno.*

Una vez definidas las líneas de alimentación y las redes primarias, las tuberías restantes para cubrir la totalidad de calles son conocidas como redes secundarias o de relleno.

El diámetro de las redes secundarias para áreas urbanas populares debe ser de 50 o 60 mm, y para ciudades de importancia de 75 o 100 mm. Para la justificación de estos diámetros se consideran la densidad de la población del área por servir.

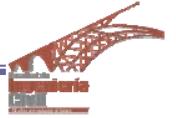
La red de relleno no se calcula hidráulicamente, se considera tres arreglos: red convencional, red en dos planos y red secundarias en bloques.

En la red convencional, los conductos se unen a la red primaria y entre si en cada cruce de calles, instalando válvulas de seccionamiento tanto en su conexión a la red primaria como en sitios estratégicos de la red secundaria. Este arreglo da por resultado utilizar una gran cantidad de válvulas y piezas especiales, lo que representa un alto costo de los accesorios y una complicada operación de las redes.

Cuando se trata de una red de dos planos, las tuberías se conectan a la red primaria en dos puntos opuestos, cuando la red esta situada en el interior de los circuitos o bien en un sólo cruce en los casos de líneas exteriores a ellos.

En condiciones topográficas favorables, la longitud máxima de una tubería secundaria debe estar entre 400 y 600 m, principalmente cuando tiene una sola conexión a la red primaria.

La red secundaria en bloques consiste en: las tuberías secundarias forman bloques que se conectan con la red primaria en dos puntos. La red principal no recibe conexiones domiciliarias. La longitud total de las tuberías secundarias dentro de un bloque normalmente es de 2000 a 5000 m.



◆ *Cruceros de la red.*

Para hacer las conexiones de las tuberías en los cruceros, para cambios de dirección y de diámetro, interconexiones, instalación de válvulas de seccionamiento, etc. Se utilizan piezas especiales y en los proyectos se utilizan los símbolos.

Para su localización se emplea la numeración adoptado en el cálculo hidráulico de la red.

Todas las tees, codos y tapas ciegas llevaran atraques de concreto.

En los cruceros con válvulas, se hará la selección de la caja adecuada para su operación, en función del diámetro, número de válvulas y su ubicación.

◆ *Tomas domiciliarias.*

La selección del tipo de toma queda a criterio del organismo operador, en función de su experiencia y de las características particulares de la localidad. Se debe analizar en las localidades urbanas la zona donde es conveniente instalar micro medición.

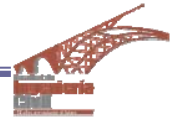
4.1.3.- Métodos de solución de redes.

Redes abiertas:

- no existe un método especial, dado que se conocen las demandas de agua
- dada una cierta geometría, se deben calcular las presiones en los nudos.
- dada estas presiones requeridas en los nudos, se debe diseñar la red.

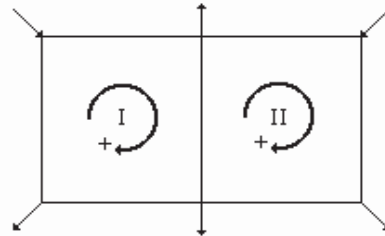
Redes cerradas:

- se emplea generalmente el método de hardy-cross, el cual es un método iterativo, para una solución factible inicial.



4.1.3.1.- Método de Hardy Cross.

Este método de cálculo, llamado también método de relajamiento o de prueba y errores controlados.



Procedimiento de cálculo.

- 1.- sumar las longitudes de la tubería de relleno o secundario interconectadas entre si.
- 2.- dividir entre el número de bocas de alimentación.
- 3.- acumular longitudes desde los puntos más alejados, suponiendo para cada circuito un punto de equilibrio.

4.- calcular el gasto específico $q = \frac{Q_{\text{max.horario}}}{\text{Long.Total Red.Distrib.}} (l/s/ml)$

5.- calcular el gasto para cada tramo $Q = q * \text{Long. Acum. del Tramo} (l/s)$.

- 6.- proponer los diámetros tentativos, además de la clase de tubería.

$$\phi = 1.5\sqrt{Q} = \text{pulg.}$$

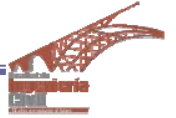
- 7.- calcular para cada tramo las pérdidas por fricción.

$$hf = kLQ^2$$

- 8.- encontrar en cada circuito la suma de pérdidas por fricción.

$$\sum hf = \sum hf_+ + \sum hf_- = \Delta H \rightarrow \text{si } \Delta x \geq 0.001 \text{ entonces :}$$

$$\Delta Q = - \frac{\Delta H}{2 \sum \left(\frac{hf}{Q} \right)}$$

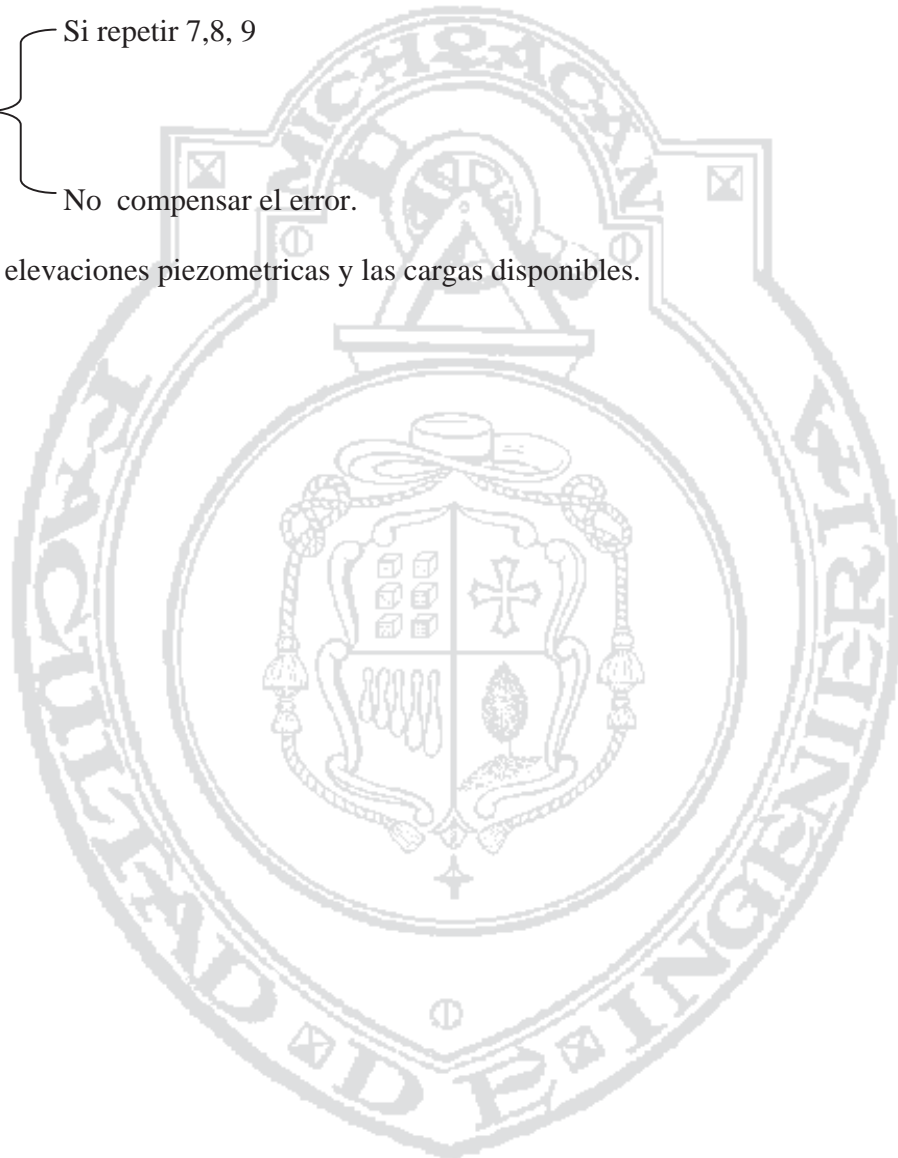


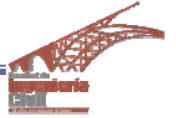
9.- calcular los nuevos gastos para cada tramo considerando la variación de gasto.

10.- repetir el paso 7 y 8.

$si \Delta H > 0.001$ { Si repetir 7,8, 9
No compensar el error.

11.- calcular las elevaciones piezometricas y las cargas disponibles.





4.2.- Población.

4.2.1.- Población Actual.

Tomando en cuenta las diferentes zonas habitacionales descritas en la sección anterior, se debe definir la población actual correspondiente. Utilizando la información que proporciona el (INEGI), relativa a cuando menos los últimos tres censos disponibles, se realiza la proyección de la población al término del periodo de diseño en que se ejecutan los estudios y proyectos

Los resultados obtenidos de la población actual, por clase socioeconómica, se validan con la información que proporcione la Comisión Federal de Electricidad (CFE), referente a número de contratos de servicio doméstico, índice de hacinamiento (número de habitantes y vivienda) y cobertura en el servicio de energía eléctrica.

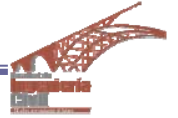
4.2.2.- Población de proyecto.

De acuerdo con las características socioeconómicas de la población y tomando en cuenta los planes de desarrollo urbano, se definirán las zonas habitacionales actuales y futuras para cada grupo demográfico.

Basándose en el crecimiento histórico, las variaciones observadas en las tasas de crecimiento, su característica migratoria y las perspectivas de desarrollo económico de la localidad, se definirá en caso de ser posible, la tasa de crecimiento en cada grupo demográfico para proyectar la población anualmente en un horizonte de 20 años.

Esta tasa podrá ser constante o variable, según sea el caso, indicando los períodos para los cuales corresponde cada tasa de crecimiento. En el documento de datos básicos, correspondiente en el libro del (MAPAS) se presentan ejemplos de aplicación de dos métodos para el cálculo de la población de proyecto.

Se deben elaborar las gráficas correspondientes a las tasas de crecimiento para cada zona urbana (residencial, media y popular) para un horizonte de 5, 10 Y 20 años.



Para definir la densidad de población futura y las estrategias planteadas por la rectoría municipal para el crecimiento de la localidad, se puede consultar el plan de desarrollo urbano de la localidad, de manera que se determine el área urbana a la que se le deberán proporcionar los servicios. En caso de que el plan no especifique los horizontes de crecimiento a 5, 10 Y 20 años, éstos se establecerán de acuerdo con los lineamientos seguidos en el mismo; si la localidad en estudio no cuenta con plan de desarrollo urbano, se definirán, con ayuda de las autoridades municipales o estatales, las proyecciones de crecimiento de la mancha urbana.

Los factores básicos del cambio en la población son: el aumento natural (más nacimientos que muertes) y la migración neta (movimiento de las familias hacia dentro y hacia fuera de un área determinada).

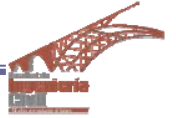
Se establecerá, junto con las autoridades correspondientes, la consistencia de los planes de desarrollo urbano y programas anteriormente realizados, comparándolos con el crecimiento observado en la ciudad y las razones por las cuales se presentaron diferencias, si éstas resultaran considerables.

4.2.3.- Población futura.

Todo abastecimiento de agua esta proyectada para servir a la población eficiente, un número determinados de años que será el tiempo necesario para recuperar los recursos económicos invertidos en la obra y con sus intereses correspondientes a la inversión a este tiempo se le llama “período económico de la obra” cuya duración depende de la magnitud de la localidad para servir en nuestro país el recuperación del costo de la obra se considera de 10 y 20 año.

Por lo tanto será necesario determinar el número máximo de habitantes que deberán contar con el servicio de abastecimiento de una manera eficiente, al terminar el período económico de la obra que es lo que se denomina “población futura”.

Para lo cual deberá obtenerse información acerca del desarrollo demográfico de la localidad por servir. Cuando menos en las últimas cinco décadas, estas estadísticas son levantadas por la Secretaría de Economía de la República, la cual proporciona datos mediante censos que se practican periódicamente cada 10 años.



Como en este caso se trata de un conjunto habitacional residencial, se calculará la población teniendo en cuenta el número de viviendas que se construirán en dicho conjunto y del número de habitantes que harán uso de ella.

Por lo anterior expuesto, el número de viviendas será de 108 y se supondrá que el número de personas que habiten cada vivienda será de 5, por lo tanto el número será de 540 habitantes.

Como complemento se hará mención de los diferentes métodos empleados para el cálculo de la población futura.

- 1.- *Método de progresión aritmética.*
- 2.- *Método de progresión geométrica.*
- 3.- *Métodos de incrementos parciales.*
- 4.- *Método gráfico y*
- 5.- *Método de comparación con otras poblaciones de desarrollo semejante.*

4.2.3.1.- Método de progresión aritmética.

Este método se aplica a poblaciones cuyo crecimiento se ha estabilizado, generalmente ciudades antiguas.

Dicho método consiste en obtener el incremento aritmético de la población con relación a dos censos consecutivos, y sacar un promedio entre un número de años considerados y se aplican a los años futuros.

La fórmula que se emplea es:

$$Pf = pa + IaN$$

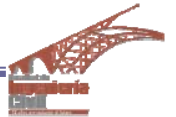
Donde:

Pf = Población futura.

Ia = Incremento anual

Pa = Población actual

N = Número de años del periodo económico de la obra.



4.2.3.2.- Método de progresión geométrica.

Este método supone que la población por servir sufre un incremento siguiendo una ley geométrica progresiva y se basa en la fórmula del interés compuesto, para determinar la población futura se aplica la siguiente fórmula.

$$Pf = pa(I + R)^n$$

Pf = Población futura.

I = Población anual

R = Razón de incremento.

n = Período económico de la obra.

4.2.3.3.- Métodos de incrementos parciales.

Este método se basa en la suposición de que la población tiende a incrementarse constantemente con un determinado porcentaje, y este aumento se determina a cada 10 años.

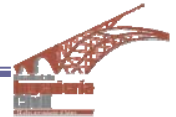
$$Pf = pa + \frac{Pa * n}{100}$$

Pa = población actual.

n = incremento de la población en %

4.2.3.4.- Métodos gráficos.

Consiste en dibujar un sistema de ejes coordenados, poniendo en el eje de las abscisas los años y en el eje de las ordenadas la población en millones correspondientes a dichos años con estos datos se sitúan puntos que uniéndolos representa una línea que generalmente es curva y se prolonga hasta el año que se desea conocer la población.



4.2.3.5.- Métodos de comparación con otras ciudades semejantes.

Como su nombre lo indica, se tiene que recurrir a investigar poblaciones de desarrollo semejante. En cuanto a industria, comercio, e urbanidad, etc. Este método nos dará una idea aproximada, ya que es muy difícil que las poblaciones tengan un ritmo de crecimiento semejante.

4.2.4.- Dotación.

Se entiende por dotación el volumen de agua que considera el consumo de todos los servicios que se hacen por habitante por día, incluyendo pérdidas físicas y esta dado (L/Hab./D). La dotación se obtiene a partir de las demandas.

- 1.- consumo doméstico
- 2.- consumo industrial y comercial.
- 3.- consumo público.
- 4.- consumo por pérdidas.

Según las normas de la secretaria de recursos hidráulicos, para aprovechamiento de agua potable en zona urbanas en la República Mexicana, para determinar el agua que se requiere en condiciones inmediatas y futuras de la localidad se recomienda adoptar los siguientes valores para la dotación en función del clima y del número de habitantes considerados como población proyecto.

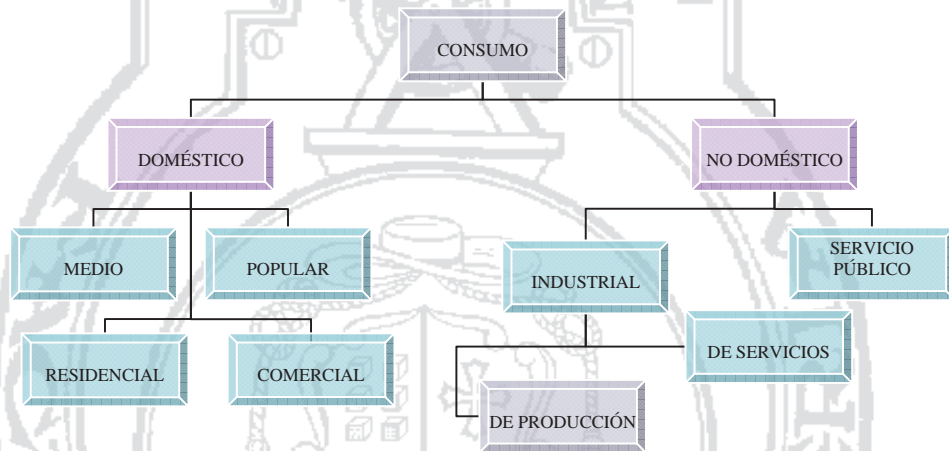
Tabla 4.1 valores para la dotación en función del clima y No. de hab.

Población Proyecto	Tipo de Clima (Lts/Hab./Día)		
	Calido	Templado	Frío
Habitantes			
2,500 a 15,000	150	125	100
15,000 a 30,000	200	150	125
30,000 a 70,000	250	200	175
70,000 a 150,000	300	250	200
De 150,000 a mas	350	300	250



4.2.4.1.- Demanda por consumo.

El consumo de agua se determina de acuerdo con el tipo de usuarios, se divide según su uso en: doméstico y no doméstico; el consumo doméstico, se subdivide según la clase socioeconómica de la población en residencial, medio y popular. El consumo no doméstico incluye el comercial el industrial y de servicios públicos se clasifica en industrial de servicio e industrial de producción (fábricas), esta clasificación se resume en el siguiente diagrama.



En caso de no disponer de esta información se podrán considerar los valores de consumos domésticos que se dan en la tabla 4.4.1, que son los resultados medios obtenidos en el "Estudio de actualización de dotaciones en el país" efectuado por la (CNA) a través del IMTA, en varias ciudades de la República Mexicana, durante los años de 1992 y 1993.

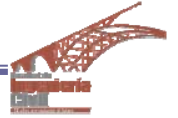
Tabla 4.4.1 Consumo doméstico per cápita

consumo por clase socioeconómica (lt/hab/día)

Clima	Residencial	Media	Popular
Cálido	400	230	185
Semicálido	300	205	130
Templado	250	195	100

NOTA:

1.- Para los casos de climas semi-frío y frío se consideran los mismos valores que para el clima templado.



2.- El clima se selecciona en función de la temperatura media anual (tabla 4.4.2)

Tabla 4.4.2 Clasificación de climas por su temperatura

temperatura media anual (dc)	tipo de clima
Mayor que 22°	cálido
De 18° a 22°	semicálido
De 12° a 17.9°	templado
De 5° a 11.9°	semifrío
Menor que 5°	frío

4.2.4.2.- Demanda actual.

El consumo promedio calculado para cada tipo de usuario, se multiplicará por la población actual de cada sector socioeconómico, por las unidades comerciales, industriales y de servicios públicos existentes, determinados en la sección 4.2, para calcular el volumen consumido correspondiente a cada tipo de usuario.

A este consumo debe agregarse el porcentaje de pérdidas físicas correspondiente a fugas, ya sea que éstas sean definidas por medición mediante un estudio de evaluación de pérdidas o se basen en estimaciones obtenidas por comparación con una o varias localidades similares en cuanto a nivel socioeconómico, tamaño de población, costumbres de uso del agua, etc. que ya dispongan de un estudio similar al indicado.

4.2.4.3.-Proyección de la demanda.

La proyección de la demanda de agua potable se realiza con base en los consumos de las diferentes zonas socioeconómicas y a la demanda actual, tomando en cuenta las consideraciones siguientes:

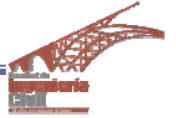
- En condiciones normales, el consumo doméstico debe presentar una tasa decreciente en el tiempo, lo que significa que el volumen diario que se asigna por persona tiende a disminuir año con año, como resultado de la aplicación de políticas de uso racional de agua potable, actividad obligatoria y cuyo responsable es el organismo operador.
- En caso de aplicar una tasa creciente al consumo doméstico, se deberá justificar ampliamente la razón de dicha tasa.



- La proyección del volumen doméstico total se realiza utilizando la proyección de la población por estrato con sus correspondientes consumos para cada año, dentro del horizonte de proyecto.
- Cuando las demandas comerciales, industriales y turísticas sean poco significativas con relación a la demanda doméstica, y no existan proyectos de desarrollo para estos sectores, las primeras quedan incluidas en la demanda doméstica.
- Cuando las demandas de los sectores comercial, industrial y turístico sean importantes, deberán considerarse las tendencias de crecimiento histórico con los censos económicos o con los proyectos de desarrollo, del sector público o de la iniciativa privada (sección 4.2), y se aplicarán los consumos de cada sector a las proyecciones correspondientes.
- Por lo que se refiere a los volúmenes de agua no contabilizada, su valor se estima a partir de los volúmenes producidos y consumidos. En este punto se analizan las tendencias y causas probables del agua no contabilizada, tales como: pérdidas físicas, errores de macro y micra medición, catastro desactualizado.
- A partir del Plan Maestro se obtiene el comportamiento esperado en la eficiencia del sistema, durante el período de diseño. Con esta información se calculan las pérdidas que se estiman para cada año.
- El cálculo de la demanda se debe realizar anualmente para un período de 20 años, y se obtiene con la suma de los consumos por sector, incluyendo el agua no contabilizada.

4.2.4.4.-Demanda contra incendio.

En pequeñas localidades, salvo casos especiales, se considera innecesario proyectar sistemas de abastecimiento de agua potable que incluyan protección contra incendios. En localidades medianas o grandes el problema debe ser estudiado y justificado en cada caso de acuerdo con las características particulares de cada localidad.



4.2.4.5.- *Coficiente de variación.*

Los coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido a los días laborables y otras actividades.

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni durante el día, sino que la demanda varía en forma diaria y horaria. Debido a la importancia de estas fluctuaciones para el abastecimiento de agua potable, es necesario obtener los gastos máximo diario y máximo horario, los cuales se determinan multiplicando el coeficiente de variación diaria por el gasto medio diario y el coeficiente de variación horaria por el gasto máximo diario respectivamente.

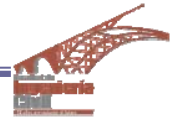
4.2.4.6.-*Coficiente de variación diaria.*

Son las variaciones sufridas durante el transcurso de los días originados por los cambios de temperatura y por el consumo diverso, es importante conocer las máximas normales para considerarlas en el abastecimiento de agua y evitar escasez en los días de gran demanda.

La variación diaria se expresa como un coeficiente del gasto medio diario anual, el cual depende de la temperatura y distribución de lluvias en la región.

Tabla 4.4.3 Coeficiente de variación diaria

<i>Tipos de clima</i>	<i>Valor</i>
Uniforme	1.20
Variable	1.35
Extremoso y seco	1.50
Muy extremoso	1.75



4.2.4.7.- Coeficiente de variación horaria.

En una población el consumo de agua varía en las diferentes horas del día, dependiendo de los cambios de clima, en las diferentes épocas del año y de la actividad de los habitantes.

Se ha tenido por experiencia que el consumo de agua es menor que la dotación en las primeras horas del día y a medida que avanza el tiempo el consumo aumenta, teniendo un máximo por lo regular de las 12 a las 16 horas, siendo este consumo mayor que la dotación, por lo tanto el gasto que se calcula en la tubería es mayor de un 20 a un 80% y para tener la seguridad de que el agua va a ser suficiente a cualquier hora del día, a este incremento se le llama “Coeficiente de Variación Horaria” y para este caso se toma de 1.5 por ser una zona de clima caliente.

Tabla 4.4.4 coeficiente de variación horaria

<i>Tipos de clima y actividades de sus habitantes</i>	<i>Valor</i>
Uniforme	1.20
Variable	1.30
Extremoso y seco	1.50

NOTA: Se acostumbra tomar en cuenta únicamente los coeficientes de variación diaria y horaria para calcular el gasto máximo horario.

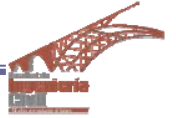
4.2.4.8.-Coeficiente de variación diaria y horaria.

Para la obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria adecuado es:

Hacer un estudio de demanda de la localidad

Si no se puede llevar a cabo lo anterior:

Considerar los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria medios, que se obtuvieron del estudio de "Actualización de dotaciones del país", llevado a cabo por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua; En donde se determinó la variación del consumo por hora y por día durante un período representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima.



Del análisis de la información de este trabajo, se identificó que no había una diferencia significativa entre el tipo de usuario, clima y estaciones del año, por lo que se pueden utilizar valores promedio, que se dan a continuación:

Tabla 4.4.5 coeficiente de variación diaria y horario o promedio

Concepto	Valor
Coeficiente de variación diaria (CVd)	1.50
Coeficiente de variación horaria (CVh)	1.40

4.2.5.-Gasto de diseño.

4.2.5.1.-Gasto Medio.

Este gasto se determina en función de la dotación y la población futura, mediante la siguiente formula:

$$Q_{medio} = \frac{P_p(\text{Hab.}) * \text{Dotación}(\text{Lts} / \text{Hab} / \text{Día})}{86400(\text{seg} / \text{Día})}$$

Donde:

Q_{medio} . = Gasto medio.

P_p = Población proyecto.

D = Dotación.

86400 = Segundos de un día.

Para nuestro caso tendremos.

$$Q_{medio} = \frac{540 * 150}{86,400} = 0.94 \text{Lts./ seg.}$$



4.2.5.2.-Gasto Máximo Diario.

Para determinar este gasto se multiplica el gasto medio ($Q_{med.}$) por el coeficiente de variación diario y siendo este coeficiente para esta población es de 1.4, y determinaremos con la siguiente formula:

$$Q_{\text{máx diario}} = Q_{\text{medio}} * \text{Coeficiente de variación diario}(C_{vd})$$

Donde:

$Q_{\text{máx diario}}$ = Gasto máximo diario.

$Q_{med.}$ = Gasto medio.

C_{vd} = coeficiente de variación diario.

Sustituyendo valores.

$$\text{Coeficiente de variación diario} = 1.4$$

$$Q_{\text{máx diario}} = 0.9375 * 1.4 = 1.313 \text{ l/s.}$$

4.2.5.3.-Gasto Máximo horario.

Este gasto se obtiene mediante el gasto medio diario y por le coeficiente máximo horario.

$$Q_{\text{máx horario}} = Q_{\text{max diario}} * \text{Coeficiente de variación horario}(C_{vh})$$

Donde:

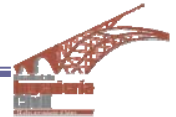
$Q_{\text{máx horario}}$ = Gasto máximo horario.

$Q_{\text{máx diario}}$ = Gasto máximo diario.

C_{vh} = coeficiente de variación horario.

$$\text{Coeficiente de variación horario} = 1.55$$

$$Q_{\text{máx horario}} = 1.3125 * 1.55 = 2.034 \text{ l/s.}$$



4.3.-Norma y especificaciones de diseño.

El procedimiento o las normas que se consideraron en el diseño del proyecto fueron las siguientes expresiones:

$$Q = V * A$$

El diámetro de las tuberías se obtiene en pulgadas y el gasto "Q" se introduce en el radical en l/s. o con la expresión de centímetros donde:

$$V = 1 \text{ m} / \text{s}$$

$$A = 0.7854 D^2$$

$$D = \frac{\sqrt{Q}}{A}$$

Proponer diámetros tentativos, se puede utilizar el criterio de DUPUIT $b = K\sqrt{Q}$

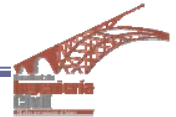
Valor de K	Valor de Q
1.2	Para cuando $Q \leq 10 \text{ l/s}$
1.5	Para cuando $Q \geq 10 \text{ l/s}$

$$\phi_{\text{tentativo}} = 1.2 \sqrt{Q} < 5 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\phi_{\text{tentativo}} = 1.5 \sqrt{Q} > 10 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$K = \frac{10.293 n^2}{D_i^{16/3}}$$

O determinar con la siguiente expresión



4.3.1.- Presiones requeridas y velocidad de flujo.

Las presiones o cargas disponibles de operación, se a de obtener en le diseño de la red primaria, deberán ser suficiente para suministrar una cantidad de agua razonable en los pisos mas altos de las casas, fabricas y edificios comerciales de no mas de 6 pisos. Deberán estar comprendidas entre 1.5 a 5.0 kg/cm² (15 a 50 m.c.a) como se muestra en el siguiente cuadro de la distribución de presiones en red clasificados en zona.

Tabla 4.4.6 Presiones usuales en la red de distribución.

Zonas	Presiones disponibles (Kg./cm ²)
Residencial de 2	1.5 a 2.0
Residencial de 1	2.0 a 2.5
Comercial	2.5 a 5.0
Industrial	3.0 a 5.0

Para localidades urbanas pequeñas se admiten una presión mínima de 1 kg/cm² (10 m.c.a.)

La presión máxima (carga estática) admisible no deberán ser mayor a 5 kg/cm² (50 m.c.a)

$$10 \text{ m.c.a} \leq H_D \leq 50 \text{ m.c.a}$$

Las velocidades están comprendidas entre 1.2 y 1.8 m/s.

Para calcular en cada tramo las pérdidas por fracción se determina con la expresión de Manning, donde:

$$hf = K * L * Q^2$$

Y para determinamos en cada circuito con la siguiente expresión

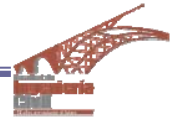
$$\Sigma hf = \Sigma hf_+ + \Sigma hf_- = \Delta H$$

Donde ΔH sí tiene un valor igual a "cero", se tiene un balance de pérdidas contra gastos.

Y el margen de error de $\Delta H \leq 0.001$

Sí no es así habrá que corregir los gastos, tanto positivos como negativos. Con la siguiente corrección:

$$\Delta H = \frac{-\Sigma H}{2(\Sigma H / Q)}$$



4.4.- Planeación de la red de agua potable.

Consiste en analizar y seleccionar el proyecto más conveniente en fusión de los aspectos de eficiencia técnica y económica de la población y tonando en cuenta los planes de desarrollo urbano, y futuras así determinar el plano del trazo de la línea de red de agua potable para su ejecución.

↗ Elevaciones en los cruceros.

Consiste en diseñar la línea del agua potable de acuerdo a los niveles en los cruceros para que la circulación de aguas deba ser por gravedad y las tuberías seguirán, en lo posible, la pendiente del terreno. *(Ver anexo plano 04)*

↗ Longitud por tramo.

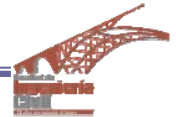
Es la longitud, en metros del tramo por calcular; considera como tramo la distancia entre un pozo de visita y otro. *(Ver anexo plano 05)*

↗ Longitud acumulada.

Es la suma de las longitudes propia y la longitud en metros acumulada hasta el crucero, sin considerar la del tramo por calcular. La cual nos sirve para la cuantificación de los gastos medios de aguas que esta en función de la longitud acumulativa de tuberías ó del área acumulativa servida. *(Ver anexo plano 06)*

↗ Red de agua potable.

Es el proyecto definitivo a la cual la red de abastecimiento de agua potable es un sistema de obras de ingeniería, concatenadas que permiten llevar agua proveniente de la fuente para hacerla llegar a tomas públicas llamadas "hidrantes públicos" o a cada uno de los lotes, con las denominadas "tomas domiciliarias" que entregan el agua hasta la vivienda de los habitantes. *(Ver anexo plano 07)*



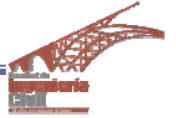
4.5.- Memoria de cálculo para el diseño de la red de agua potable.

4.5.1.- Datos del proyecto.

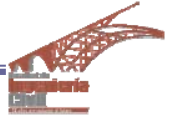
Numero de lotes	108 lotes
Densidad de población	5 hab./Vivienda
Población de proyecto	540 hab.
Dotación	150 lts/hab./Día
Coefficiente de Variación diaria	1.40
Coefficiente de Variación horaria	1.55
Gasto medio anual	0.938 lts/seg.
Gasto máximo diario	1.312 lts/seg.
Gasto máximo horario	2.034 lts/seg.
Longitud de la red	997.76 mts
Método de calculo	Hardy Cross
Formula de perdidas por fricción	Manning
Fuete de abastecimiento	Red municipal

4.5.2.- Metodología.

Se empleo el método de Hardy-Cross, el cual es un método iterativo, llamado también método de relajamiento o de prueba y errores controlados para una solución factible inicial.



Memoria de Cálculo



ALCANTARILLADO SANITARIO

*“Al mundo no le importará tu autoestima.
El mundo esperará que logres algo,
independientemente de que te sientas bien o
no contigo mismo...”*



ANTECEDENTES

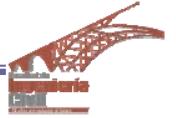
La historia de la evacuación de agua negras empieza con el crecimiento de las capitales antiguas civilizaciones donde realizaban sus necesidades al aire libre sin considerar las consecuencia que pueda afecta el medio ambiente; aunque hoy en día población carecen de servicios, de sistema de alcantarillado debiendo usar letrinas y fosas sépticas. Así mismo, la calidad de servicios actual se ve afectado por deficiencias en el sistema existente, incluyendo tuberías deteriorada por antigüedad que tiende a colapsarse, pozos de visita en mal estado y colectores con pendientes negativas que producen taponamiento.

Hay que tener en cuenta que implica una responsabilidad a las autoridades de supervisar estrictamente, y cumpla con la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de los sistemas de alcantarillado o drenaje municipal. Que protege la salud y el medio ambiente.

Las condiciones de saneamiento y de salud pública en estas áreas son similares a las del tercer mundo. Las enfermedades más comunes son hepatitis, amebiasis, shigelosis, fiebre tifoidea y otras enfermedades de origen hídrico.

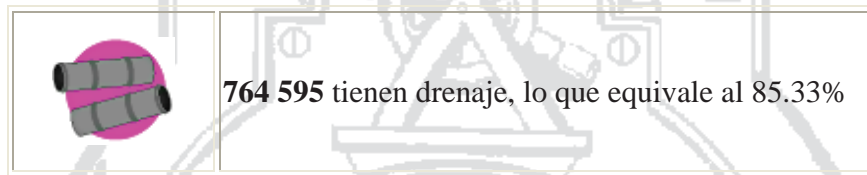
De acuerdo al Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI)., en el estado de Michoacán cuenta con una población cercana de 4 millones de habitantes, mantiene un ritmo de crecimiento demográfico que ha superado las expectativas que se tenían en cuanto a su infraestructura hidráulica instalada, por tal motivo; los resultados obtenidos son productos de los esfuerzos realizados por el estado mexicano a través de los tres órdenes de gobierno, federal, estatal y municipal, que trabajan de manera coordinada para sentar las bases para que México cuente con seguridad en el sistema de evacuación de aguas negras o residuales que requiere para su desarrollo.

De la misma forma que ha evolucionado el uso de agua potable, lo ha hecho con el sistema de alcantarillado sanitario.



El gobierno del estado ha iniciado acciones para afrontar esta problemática y garantizar que el sistema de alcantarillado sanitario para la evacuación de aguas servidas en la población, que se estima a crecer entre 350,000 y 400,000 habitantes en los 10 a 15 años venideros.

En el 2005, en Michoacán de Ocampo hay 896,061 viviendas particulares, de las cuales se muestra en la tabla siguiente.¹²



Es así el sistema de alcantarillado sanitario es un problema que ha ocupado al hombre desde la antigüedad.

¹² <http://www.cna.gob.mx/eCNA/Espaniol/Directorio/Busqueda.aspx?id=calidad del agua>.



INTRODUCCIÓN

La concentración de la población en núcleo y el desarrollo de las localidades urbanas, cada vez mayores trae consigo múltiples problemas; sus servicios en general se inician con un precario abastecimiento de agua potable y va satisfaciendo sus necesidades con base en obras escalonadas en bien de su economía.

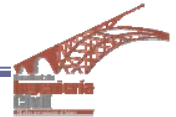
Los desechos líquidos de un núcleo urbano están constituidos fundamentalmente por las aguas de abastecimiento después de haber pasado por las diversas actividades de una población. Estos desechos líquidos se componen esencialmente de agua más sólidos orgánicos disueltos y en suspensión.

La comisión nacional de agua considera como prioritarios el sistema agua potable y alcantarillado sanitario y plantas de tratamiento. Para el desalojo de las aguas servidas que genera una población, incluyendo las aguas residuales de diversos usos como son: comercial, industrial, recreativo y demás servicios que presten en dicha localidad.

En el diseño de una red de alcantarillado sanitario es importante conocer el área de estudio y sus correspondientes datos básicos de aportación de agua negras las cuales se van a descargar en la red municipal. Para este caso, cabe hacer notar que el proyecto de alcantarillado sanitario será para un fraccionamiento tipo residencial denominado “Hacienda del Monte”, ubicado en la ciudad de Morelia Michoacán, y por lo tanto tendrá necesidades especiales que habrán de satisfacerse.

Así mismo el trabajo presenta, aspectos teóricos del diseño de una red de alcantarillado, como son: planeación de la red, proyecto geométrico y diseño hidráulico, también se presenta la metodología para el cálculo de la red de alcantarillado.

La norma establece las condiciones de hermeticidad que deben cumplir los sistemas de alcantarillado sanitario que trabaje al superficie libre.

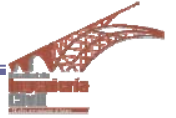


Existe la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agro industriales, de servicios y del tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal; sin embargo la industria, el comercio y el usuario en general, no siempre cumplen con dicha norma, vertiendo sustancias que son peligrosas en un alcantarillado, por lo que se debe tener especial cuidado en eliminar este tipo de sustancias.

Aun que la mayoría de los alcantarillados en localidades medianas y grandes se han diseñado y construidos para que funcione en forma combinada, considerando las aportaciones pluviales. A través del tiempo se ha observado que esta práctica genera problemas de contaminación y de operación de los sistemas, por la incapacidad de tratamiento a la totalidad de las aguas captadas. Aprovechando esta experiencia, en general, los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial deben de diseñarse en forma separada.

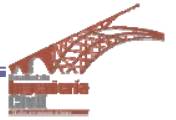
Por lo tanto el proyecto se realizó de acuerdo a los lineamientos en el manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento (MAPAS). De los cuales contiene información y recomendaciones más significativas para la elaboración del proyecto de alcantarillado sanitario.

Para el caso del presente proyecto de la red alcantarillado sanitario se descarga en la interconexión de una línea de la red existente que pasa lado este del conjunto habitacional “Hacienda del Monte”, El tipo de vivienda a construir para los propietarios es tipo residencial, donde resultaron 108 lotes, densidad de población de 5 Hab. / Viv., Con una población proyecto de 540 Hab., y una dotación de 150 lt/hab./día y aportación 120 lt/hab./día de aguas negras el cual es el 80% de la dotación de agua potable, considerando que el 20% restante se consume antes de llegar a los conductos.



CAPÍTULO V

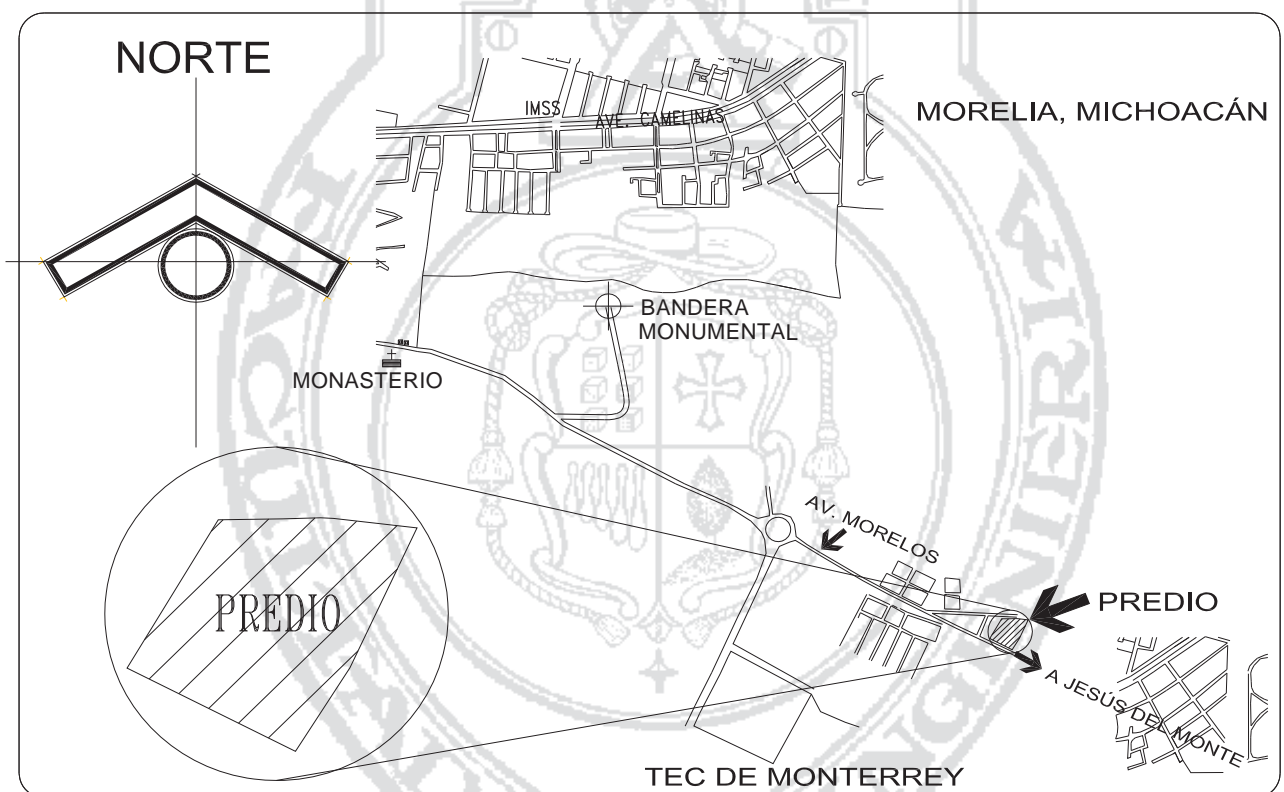
“Hemos estudiantes que no aprendemos a distinguir lo que es importante sino hasta después de haber dejado la escuela”...



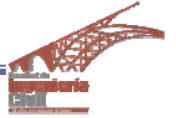
DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

5.1.- Descripción general.

El Fraccionamiento “Hacienda del Monte”, se encuentra ubicado en las inmediaciones de Jesús del Monte municipio de Morelia Michoacán, tal como se muestra a continuación en el siguiente croquis de localización:



CROQUIS DE LOCALIZACION



5.2.- Características generales del desarrollo “Hacienda del Monte”.

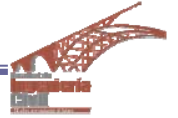
El desarrollo “Hacienda del Monte”, está clasificado para familias de un nivel socio económico tipo residencial de baja densidad, en donde se tiene el siguiente uso del suelo:

DESCRIPCIÓN	ÁREA (m ²)	%
Área vendible (108 viv.)	283,232.66	60.30
Vialidades	12,333.06	26.26
Área verde	1,409.04	3.00
Área de donación municipal	3,493.20	7.44
Área de donación estatal	1,409.04	3.00
Área total del desarrollo	46,968.00	100

El tipo de vivienda a construir para los propietarios es tipo residencial, donde resultaron 108 lotes, densidad de población de 5 Hab. / Viv., Con una población proyecto de 540 Hab. De acuerdo al uso del suelo del punto anterior.

5.3.- Situación geográfica.

La población de Jesús del monte está situada al este del municipio de Morelia Michoacán.



5.4.- Datos climatológicos.

Como en la mayor parte de las instituciones y colonias cercanas del fraccionamiento “la Hacienda del Monte” el OOAPAS Presenta de acuerdo:

Sistema de monitoreo de estaciones meteorológicas. Col. Jesús del Monte (443)3226880

Tiempo actual en Morelia, Michoacán	Salida del Sol: 7:14a Puesta del Sol: 8:09p
Temperatura	28.4°C
Humedad	24%
Condensación	5.9°C
Viento	ESE a 11.3 km/hr
Barómetro	737.5mm & Falling Rapidly
Lluvia de Hoy	0.0mm
Lluvia caída	0.0 mm/hr
Total de tormenta	0.0mm
Lluvia Mensual	0.0mm
Lluvia Anual	1.8mm
Sensación Térmica	28.4°C
Índice THW	26.9°C
Índice de Calor	26.9°C
UV	8.5 index
Radiación Solar	830W/m ²
Predicción para las próximas horas	Increasing clouds and cooler. Precipitation possible within 6 hours Windy with possible wind shift to the W, NW, or N.
Actualizado el:	04/05/09 - 2:52p

Nota: la información de las estaciones meteorológicas se actualiza cada 10 minutos, la página Web tiene un refresh automático cada 2 minutos.



5.5.- Vías de comunicación.

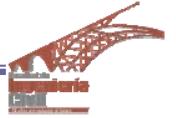
Se comunica directamente con Morelia Michoacán a través de carretera asfáltica, pasando por las siguientes colonias y universidades; como son: colonia Santa María y Jesús del Monte, Universidad Vasco Quiroga y Tecnológico de Monterrey y el Centro comercial paseo Morelia.

5.6.- Servicios públicos.

El área de estudio cuenta con teléfonos, la red abastecimiento de agua potable, la red de alcantarillado, auto transportes de pasajeros y energía eléctrica de acuerdo a las condiciones climatológicas y mediciones realizadas por la CFE. Se determina una densidad máxima coincidente de carga de 1.2 KVA/lotes tipos y 2 VA/m² en áreas de donación municipal y estatal, según bases del proyecto y requerimientos de la zona Morelia.

La conformación topográfica de la población puede considerarse en un 80% quebrada y 20% plana y la clasificación de los materiales que se considera en la elaboración del proyecto es la que a continuación se describe.

- Material clase (A) 20%
- Material clase (B) 15%
- Material clase (C) 65%



CAPÍTULO VI

Todos somos creativos y talentosos, mas no siempre disciplinados; Creo la disciplina es un bien escaso”...



ESTUDIOS PREVIOS

6.1.- Estudios topográficos.

Es el conjunto de actividades de campo y gabinete que tienen como finalidad proporcionar información altimétrica y/o planimetría, para representarlas en planos y a una escala adecuada, de manera que se tenga una representación gráfica del perfil y planta por donde se vaya a trazar la red de atarjeas, colectores e interceptores o emisores. Para la realización de este trabajo es necesario recopilar información cartográfica, fotográfica y topográfica existente sobre el área en estudio.

La información mínima que se debe recopilar es la cartografía, editada por las dependencias de la federación (INEGI), secretaria de defensa nacional, comisión nacional de agua (CONAGUA), etc. y las correspondientes de los gobiernos estatales y municipales, si es el caso.

De existir levantamientos topográficos anteriores de la zona en estudio, se analiza información para determinar la posibilidad de utilizarlos, actualizarlos o complementarlos, según sea el caso. Cuando exista topografía de áreas vecinas, se establecen los puntos de liga respecto a la nueva área de estudio, los mismos que deben ser referenciados. Para nuestro caso el diseño de la red de atarjeas debe adecuarse a la topografía de la localidad, se deben considerar algunas características y los modelos de configuración de red de atarjeas como se describe a continuación:

6.1.1.- Poligonales (trazo de apoyo).

Consiste en comprobar la alternativa de trazo del eje de un conducto (línea conducción, colector, emisor, etc.), que sea seleccionada previamente en gabinete el apoyo de la información cartográfica existente, se debe llevar a cabo un reconocimiento de campo, haciendo las modificaciones pertinentes de acuerdo con los obstáculos, características del suelo, relieve y tenencia de la tierra en la zona.

El origen de las coordenadas "X, Y" del trazo de apoyo o poligonal auxiliar, que permite definir el eje del conducto, debe referirse a coordenadas cartesianas determinadas por (INEGI); en casos extraordinarios, cuando lo anterior no sea posible, se pueden utilizar medios gráficos tomados sobre cartas editadas por alguna dependencia oficial, indicándolo en las notas con los planos respectivos.



El levantamiento topográfico del trazo de apoyo, debe estar referenciado a un plano de comparación único de bancos de nivel.

6.1.2.- Nivelación de perfil.

Este tipo de nivelación tiene por objeto apreciar con claridad todos los accidentes topográficos por los que atraviesa la línea del trazo, la nivelación de perfil debe tomar con precisión las elevaciones sobre el nivel medio del mar. Los trompos que se ubican a cada 20 m sobre la línea de trazo, y de todos aquellos puntos que tengan cambios bruscos de pendiente.

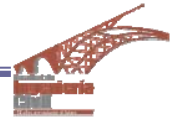
La nivelación debe cumplir con la comprobación y la tolerancia que se indica en la sección transversal debe estar apoyada en las cotas del perfil de la línea, que fueron determinadas a cada 20 m con nivel fijo. Con la nivelación del perfil de la línea y el seccionamiento que se realice en el trazo de apoyo, se configura una franja que cubra el área necesaria, con curvas de nivel equidistantes a cada metro o menos dependiendo de lo accidentado de dicha franja.

6.1.3.- Curvas de nivel.

Las curvas de nivel tienen como fin mostrar el relieve de un terreno y son uno de los variados métodos que se utilizan para reflejar la forma tridimensional de la superficie terrestre en un mapa bidimensional.

Los detalles topográficos se deben tomar con el fin de obtener curvas de nivel que deben ir equidistantes a cada 50 cm. la cual servirá para determinar las elevaciones de cada crucero de la red de agua potable y que indiquen exactamente la altimetría del terreno así como la ubicación de las calles, zonas suburbanas de desarrollo futuro, patios, solares en donde existan cambios de pendiente, zanjas, etc.

En nuestro caso se antes de generar curvas de nivel debe de producirse una triangulaciones entre los puntos X Y Z para que CIVIL CAD pueda calcular por interpolación las curvas de nivel a cada 50 cm. Sin embargo siempre debe atenderse la petición del ingeniero proyectista de la red para obviar o incluir las consideraciones en cuanto al nivel de detalle que deba realizarse en la topografía. (*Ver anexo plano 01*)



6.2.- Planos de apoyo.

6.2.1.- Planos topográficos.

Plano topográfico actualizado, escala 1:1,000 ó 1:2,000, dependiendo del tamaño de la localidad, con información producto de nivelación directa. El plano debe tener curvas de nivel equidistantes a un metro y elevaciones de terreno en cruceros y puntos notables entre cruceros, como puntos bajos, puntos altos, cambios de dirección o pendiente.

6.2.2.- Plano de pavimentos y banquetas.

Debe anotarse su tipo y estado de conservación, además, indicar la profundidad del nivel freático, clasificación del terreno en porcentajes del tipo de material por excavar, localizando los sondeos efectuados.

6.2.3.- Plano actualizado de la red.

En el caso que se vaya a desarrollar una ampliación o una rehabilitación de una red existente, se debe indicar la longitud de los tramos de tuberías, sus diámetros, el material de que están construidas, estado de conservación, elevaciones de los brocales y plantillas de entrada y salida de las tuberías en los pozos de visita, identificar las obras accesorias de la red, las estructuras de descarga actual, los sitios de vertido y el uso final de las aguas residuales.

6.2.4.- Plano de agua potable.

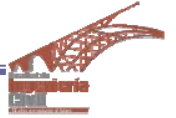
Información de las áreas con servicio actual de agua potable y de las futuras ampliaciones, con sus programas de construcción; así como las densidades de población y dotaciones para cada una de las etapas de proyecto consideradas. *(Ver anexo plano 07)*

6.2.5.- Planos de uso actual del suelo.

Se deben localizar las diferentes zonas habitacionales con sus diferentes densidades de población, las zonas comerciales, las zonas industriales, las zonas públicas y las áreas verdes. *(Ver anexo plano 02)*

6.2.6.- Plano predial.

Se debe definir el número de lotes, su forma y la vialidad a donde pueden descargar las aguas residuales. *(Ver anexo plano 03)*



CAPÍTULO VII

*“El éxito siempre ha sido difícil de medir:
es la distancia entre el punto de partida de
una persona y su mayor logro”...*



DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

En la elaboración de un proyecto se deben planear varias alternativas, definiendo para cada una de ellas, las obras que la integran, realizando un análisis y selección de la más conveniente en función de los aspectos de eficiencia técnica y económica.

En el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario se debe conocer la infraestructura existente en la localidad y asegurar que en los cruces con la red, la tubería de agua potable siempre se localice por arriba.

7.1.- Aspectos teóricos.

7.1.1.- Red de atarjeas.

La red de atarjeas tiene por objeto recolectar y transportar las aportaciones de las descargas de aguas negras domésticas, comerciales e industriales, hacia los colectores e interceptores o emisores. La red está constituida por un conjunto de tuberías por las que son conducidas las aguas negras captadas. El ingreso del agua a las tuberías es paulatino a lo largo de la red, acumulándose los caudales, lo que da lugar a ampliaciones sucesivas de la sección de los conductos en la medida en que se incrementan los caudales. De esta manera se obtienen en el diseño las mayores secciones en los tramos finales de la red. No es admisible diseñar reducciones en los diámetros en el sentido del flujo.

La red se inicia con la descarga domiciliaria o albañal, a partir del paramento exterior de las edificaciones. El diámetro del albañal en la mayoría de los casos es de 15 cm., siendo éste el mínimo aceptable. La conexión entre albañal y atarjea debe ser hermética y la tubería de interconexión debe de tener una pendiente mínima del 1 %.¹³ A continuación se tienen las atarjeas, localizadas generalmente al centro de las calles, las cuales van recolectando las aportaciones de los albañales. El diámetro mínimo que se utiliza en la red de atarjeas de un sistema de drenaje separado es de 20 cm., y su diseño, en general debe seguir la pendiente natural del terreno, siempre y cuando cumpla con los límites máximos y mínimos de velocidad y la condición mínima de tirante.

¹³ Raúl Guerrero Torres, "INGENIERIA SANITARIA APLICADA A SANEAMIENTO Y SALUD PÚBLICA", Editores Grupo Noriega / Editorial Limusa, 1999



La estructura típica de liga entre dos tramos de la red es el pozo de visita, que permite el acceso del exterior para su inspección y maniobras de limpieza; también tiene la función de ventilación de la red para la eliminación de gases. Las uniones de la red de las tuberías con los pozos de visita deben ser herméticas.

Los pozos de visita deben localizarse en todos los cruceros, cambios de dirección, pendiente y diámetro y para dividir tramos que exceden la máxima longitud recomendada para las maniobras de limpieza y ventilación. Las separaciones máximas entre pozos de visita se debe ser la adecuada para facilitar las operaciones de inspección y limpieza. Se recomiendan las siguientes distancias de acuerdo con el diámetro.

- En tramos de 20 hasta 61 cm. de diámetro, 125m.
- En tramos de diámetro mayor a 61 cm. y menor o igual a 122 cm. 150m.
- En tramos de diámetro mayor a 122 cm. y menor o igual a 305cm, 175m.
- Estas separaciones pueden incrementarse de acuerdo con las distancias de los cruceros de las calles, como máximo un 10%.

Con objeto de aprovechar al máximo la capacidad de los tubos, en el diseño de las atarjeas se debe dimensionar cada tramo con el diámetro mínimo, que cumpla las condiciones hidráulicas definidas por el proyecto.

Para realizar un análisis adecuado de la red de atarjeas, se requiere considerar, en forma simultánea, las posibles alternativas de trazo y funcionamiento de colectores, emisores y descarga final, como se describe en las secciones correspondientes.

- *Albañal interior.*- Es la tubería que recoge las aguas negras de una edificación y termina en un registro.
- *Descarga domiciliaria o albañal exterior.*- Instalación que conecta el ultimo registro de una edificación (albañal interior) a la atarjea o colector.
- *Cabeza de atarjea.*- Extremo inicial de una atarjea.



- *Colector.-* Es la tubería que recoge las aguas negras de las atarjeas. Puede terminar en un interceptor, en un emisor o en la planta de tratamiento. No es conveniente los albañales (tuberías de 15 y 20 cm.) directamente a un colector de diámetro mayor a 76 cm., debido a que un colector mayor a este diámetro generalmente va instalado profundo; en estos casos el diseño debe prever atarjeas paralelas “madrinas” a los colectores, en las que se conectan los albañales de esos diámetros, para luego conectarlas a un colector, mediante un pozo de visita.
- *Pozo de visita.-* Estructura de que permite la inspección, limpieza y ventilación de la red de alcantarillado. Se utiliza para la unión de dos o varias tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente.
- *Pozos comunes.-* Son pozos de visita que tienen forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. Tienen un diámetro interior de 1.2 m y se utilizan en tuberías de hasta 0.61 m de diámetro.
- *Pozos especiales.-* Al igual que los pozos de visita comunes, tienen forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. Presentan un diámetro interior de 1.5 m para tuberías de 0.76 a 1.07 m de diámetro, y 2.0 m de diámetro interior para tuberías con diámetro de 1.22 m.
- *Pozos caja.-* Los pozos caja están formados por el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique idéntica a la de los pozos comunes y especiales.

Generalmente a los pozos caja cuya sección horizontal es rectangular, se les llama simplemente pozos caja y se utilizan en tuberías con diámetro de 1.52 m en adelante.

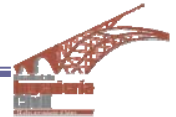
- *Pozos caja de unión.-* Son pozos caja de sección horizontal en forma de polígono irregular que se utilizan para unir tuberías de 0.91 m en adelante con tuberías de diámetros mayores a 1.52 m.
- *Pozos caja de deflexión.-* Son pozos caja que se utilizan para dar deflexiones máximas de 45 grados en tuberías de diámetros a partir de 1.52 m.
- *Estructuras de caída.-* Estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel, por condiciones topográficas o por tenerse elevaciones obligadas para las plantillas de algunas tuberías.



Las estructuras de caída que se utilizan son: caídas libres, pozos con caída adosada, pozos con caída y estructuras de caída escalonada.

- *Caída libre.*- Es la caída permisible en los pozos de visita hasta de 0.5 m sin la necesidad de utilizar alguna estructura especial (No se considera en este caso las uniones a claves de las tuberías).
- *Pozos con caída adosada.*- Son pozos de visita comunes, especiales o pozos caja a los cuales lateralmente se les construye una estructura que permite la caída en tuberías de 20 y 25 cm. de diámetro con un desnivel hasta de 2.00 m.
- *Pozos con caída.*- Son pozos constituidos también por una caja y una chimenea a los cuales, en su interior se les construye una pantalla que funciona como deflector del caudal que cae. Se construyen para tuberías de 30 a 76 cm. de diámetro y con un desnivel hasta de 1.50 m.
- *Estructuras de caída escalonada.*- Son estructuras con caída escalonada cuya variación es de 50 en 50 cm. hasta 2.50 m como máximo; están provistas de una chimenea a la entrada de la tubería con mayor elevación de plantilla y otra a la salida de la tubería con la menor elevación de plantilla. Se emplean en tuberías con diámetros de 0.91 a 3.05 m.
- *Sifón invertido.*- Obra accesorio utilizada para cruzar alguna corriente de agua, depresión del terreno, estructura, conducto o viaductos subterráneos, que se encuentren al mismo nivel en que debe instalarse la tubería.
- *Cruce elevado.*- Estructura utilizada para cruzar una depresión profunda como es el caso de algunas cañadas o barrancas de poca anchura.
- *Estructura de descarga.*- Obra de salida o final del emisor que permite el vertido de las aguas negras a un cuerpo receptor; puede ser de dos tipos, recta y esviada.
- *Contaminación de un cuerpo de agua.*- Introducción o emisión en el agua, de organismos patógenos o sustancias tóxicas, que demeriten la calidad. del cuerpo de agua.
- *Tratamiento.*- Es la remoción en las aguas negras. por métodos físicos, químicos y biológicos de materias en suspensión, coloidales y disueltas.¹⁴

¹⁴ M. I. Julio Alejandro Chávez Cárdenas. *Notas de Ingeniería Ambiental II*



7.1.2.- Modelos de configuración de atarjeas.

El trazo de atarjeas generalmente se realiza coincidiendo con el eje longitudinal de cada calle y de la ubicación de los frentes de los lotes. Los trazos más usuales se pueden agrupar en forma general en los siguientes tipos:

a) Trazo en bayoneta

Se denomina así al trazo que iniciando en una cabeza de atarjea tiene un desarrollo en zigzag o en escalera (ver figura 7.1.2a).



Figura: 7.1.2a.- Trazo de la red de atarjeas en batoneta.

➤ Ventajas

Las ventajas de utilizar este tipo de trazo es reducir el número de cabezas de atarjeas y permitir un mayor desarrollo de las atarjeas, con lo que los conductos adquieren un régimen hidráulico establecido, logrando con ello aprovechar adecuadamente la capacidad de cada uno de los conductos.

➤ Desventajas

Dificultad en su utilización, debido a que el trazo requiere de terrenos con pendientes suaves más o menos estables y definidas. Para este tipo de trazo, en las plantillas de los pozos de visita, las medias cañas usadas para el cambio de dirección de las tuberías que confluyen, son independientes y con curvatura opuesta, no debiendo tener una diferencia mayor de 0.50 m entre las dos medias cañas.



b) Trazo en peine

Es el trazo que se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea, descargando su contenido en una tubería común de mayor diámetro, perpendicular a ellas (ver figura 7.1.2b).

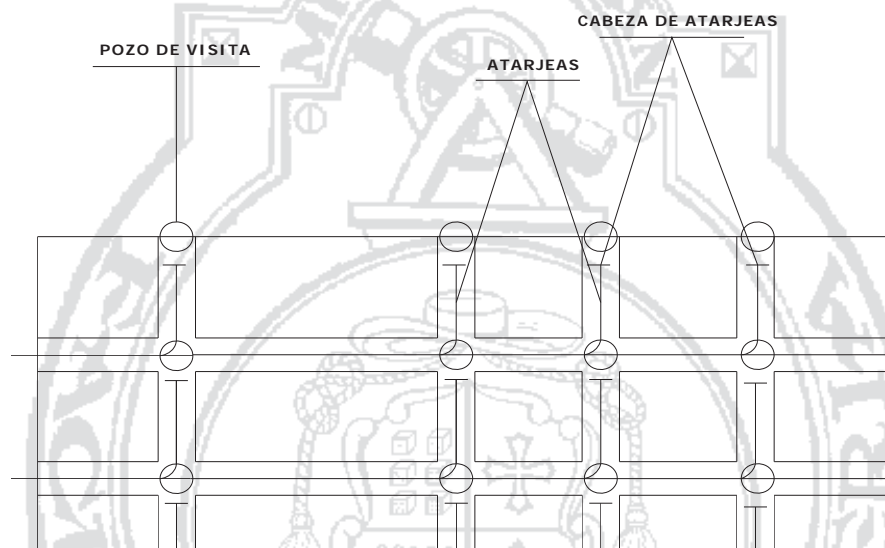


Figura: 7.1.2b.- Trazo de la red de atarjeas en peine.

Algunas ventajas y desventajas que se obtienen con este tipo de trazo son las siguientes:

➤ *Ventajas*

Se garantizan aportaciones rápidas y directas de las cabezas de atarjeas a la tubería común de cada peine, y de éstas a los colectores, propiciando que se presente rápidamente un régimen hidráulico establecido. Se tiene una amplia gama de valores para las pendientes de las cabezas de atarjeas, lo cual resulta útil en el diseño cuando la topografía es muy irregular.

➤ *Desventajas*

Debido al corto desarrollo que generalmente tienen las atarjeas iniciales antes de descargar a un conducto mayor, en la mayoría de los casos aquellas trabajan por abajo de su capacidad, ocasionando que se desaproveche parte de dicha capacidad.

c) Trazo combinado

Corresponde a una combinación de los dos trazos anteriores y a trazos particulares obligados por los accidentes topográficos de la zona (ver fig. 7.1.2c).

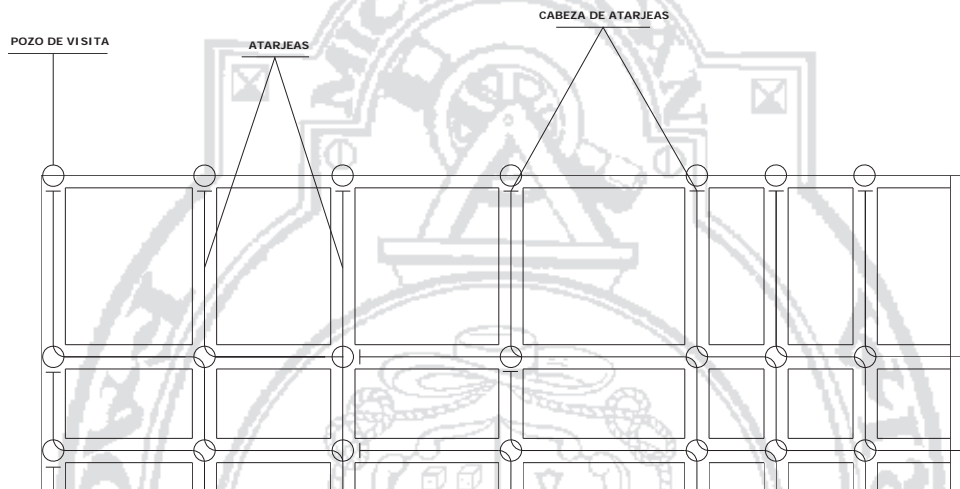


Figura: 7.1.2c.- Trazo de la red de atarjeas en combinados.

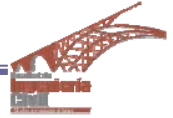
Aunque cada tipo de trazo tiene ventajas y desventajas particulares respecto a su uso, el modelo de bayoneta tiene cierta ventaja sobre otros modelos, en lo que se refiere al aprovechamiento de la capacidad de las tuberías.¹⁵

Sin embargo este no es el único punto que se considera en la elección del tipo trazo, pues depende fundamentalmente de las condiciones topográficas del sitio en estudio.

7.1.3.- Colectores e interceptores.

Los colectores son las tuberías que reciben las aguas negras de las atarjeas, pueden terminar en un interceptor, en un emisor o en la planta de tratamiento. Los interceptores, son las tuberías que interceptan las aportaciones de aguas negras de los colectores y terminan en un emisor o en la planta de tratamiento. Por razones de economía, los colectores e interceptores deben tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural.

¹⁵ *Op. cit.*



7.1.4.- Emisores.

El emisor es el conducto que recibe las aguas de uno o varios colectores o interceptores. No recibe ninguna aportación adicional (atarjeas o descargas domiciliarias) en su trayecto y su función es conducir las aguas negras a la planta de tratamiento. También se le denomina emisor al conducto que lleva las aguas tratadas (efluente) de la planta de tratamiento al sitio de descarga.

El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en donde se requiere el bombeo para las siguientes condiciones:

- a) Elevar las aguas negras de un conducto profundo a otro más superficial, cuando constructivamente no es económico continuar con las profundidades resultantes.
- b) Conducir las aguas negras de una cuenca a otra.
- c) Entregar las aguas negras a una planta de tratamiento o a una estructura determinada de acuerdo a condiciones específicas que así lo requieran.

7.1.4.1.- Emisores a gravedad.

Las aguas negras de los emisores que trabajan a gravedad generalmente se conducen por tuberías o canales, o bien por estructuras diseñadas especialmente cuando las condiciones de proyecto tengan gastos, pendientes, profundidades de los pozos adecuadas etc.).

7.1.4.2 Emisores a presión.

Cuando la topografía no permite que el emisor sea a gravedad, en parte o en su totalidad, será necesario recurrir a un emisor a presión. También la localización de la planta de tratamiento o del sitio de vertido, puede obligar a tener un tramo de emisor a bombeo.

En estos casos es necesario construir una estación de bombeo para elevar el caudal de un tramo de emisor a gravedad, a otro tramo que requiera situarse a mayor elevación o bien alcanzar el nivel de aguas máximas extraordinarias del cuerpo receptor, en cuyo caso el tramo de emisor a presión puede ser desde un tramo corto hasta la totalidad del emisor.



El tramo a presión debe ser diseñado hidráulicamente debiendo estudiarse las alternativas necesarias para establecer su localización más adecuada, tipo y clase de tubería, así como las características de la planta de bombeo y la estructura de descarga. En casos particulares, en los que exista en la localidad zonas sin drenaje natural, se puede utilizar un emisor a presión para transportar el agua negra del punto más bajo de esta zona, a zonas donde existan colectores que drenen por gravedad.

7.1.5.- Modelos de configuración para colectores, interceptores y emisores.

Para recolectar las aguas residuales de una localidad, se debe seguir un modelo de configuración para el trazo de los colectores, interceptores y emisores el cual fundamentalmente depende de:

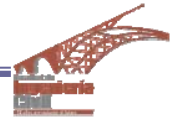
- La topografía predominante
- El trazo de las calles
- El sitios de vertido
- La disponibilidad de terreno para ubicar la planta o plantas de tratamiento.

En todos los casos deben de realizarse los análisis de alternativas que se requieran, tanto para definir los sitios y números de bombas a proyectar, como el número de plantas de tratamiento y sitios de vertido, con objeto de asegurar el proyecto de la alternativa técnico-económica más adecuada, con lo cual se elaboran los planos generales y de alternativas.

A continuación se describen los modelos de configuración más usuales.

Aunque cada tipo de trazo tiene ventajas y desventajas particulares respecto a su uso, el modelo de bayoneta tiene cierta ventaja sobre otros modelos, en lo que se refiere al aprovechamiento de la capacidad de las tuberías. Sin embargo este no es el único punto que se considera en la elección del tipo trazo, pues depende fundamentalmente de las condiciones topográficas del sitio en estudio.

La circulación del agua debe ser por gravedad y las tuberías seguirán, en lo posible, la pendiente del terreno. En el caso de que existan en la localidad zonas sin drenaje natural, la circulación del agua en la red de atarjeas también deberá ser por gravedad; el agua residual tendrá que recolectarse en un cárcamo de bombeo localizado donde el colector tenga la cota de plantilla mas baja, para después enviarla mediante un emisor a presión, a zonas de la red de atarjeas o colectores, que drenen naturalmente.



7.2.- Normas y especificaciones del diseño.

7.2.1.- Determinación los diámetros mínimos y máximos permitidos y pendientes adecuados.

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

➤ Fórmulas:

Se empleará la fórmula de R. Manning, para calcular la velocidad del agua de las tuberías cuando trabajen llenas, utilizando además, las relaciones hidráulicas y geométricas de estos conductos al operar parcialmente llenos.

La expresión algebraica de la fórmula de Manning es:

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

Donde:

V = velocidad media de escurrimiento en m/s.

n = coeficiente de rugosidad

R = radio hidráulico

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

El valor de “n” que debe emplearse es de 0.013 para tubos de concreto prefabricados y de 0.016, para tubos colados en el lugar. Para, PVC. n= 0.009

➤ Pendientes:

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



1.- Casos normales:

a.- Para gastos mínimos.

Tabla No 1

Diámetro nominal en cm.	Calculadas				Pendientes recomendables para proyectos, en milésimas.	
	Máxima V = 5.00 m/s a tubo lleno		Mínima V = 0.30 m/s a tubo lleno		máxima	mínima
	Pendientes milésimas	Gastos l/s	Pendientes milésimas	Gastos l/s		
20	82.57	94.24	3.30	18.85	83	4.0
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

Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 0.30 m/s a tubo lleno.

b.- Para gastos máximos.

Se acepta como pendiente máxima aquella que produce una velocidad máxima de 5.00 m/s funcionando a conducto lleno.



2.- Casos excepcionales:

a.- Para gasto mínimo.

En el escurrimiento para gasto mínimo consignado en la tabla No 1, la pendiente mínima de los conductos debe ser la que produce una velocidad de 0.30 m/s con un tirante igual o mayor de 1.5 cm., y la pendiente máxima, la que produzca el citado gasto una velocidad siempre menor que los 5.00 m/s, con un tirante igual o mayor de 1 cm.

b.- Para gasto máximo.

Si el escurrimiento del gasto máximo que es necesario desalojar no se verifica tubo lleno, sino a tubo parcialmente lleno, la pendiente máxima debe ser la que produzca una velocidad de 5.00 m/s a tubo parcialmente lleno.

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

7.2.2.- Tirantes mínimos de funcionamiento en tuberías.

Los tirantes mínimos que se permite que tenga el agua en los conductos o tuberías al transportar los gastos mínimos, tomando en cuenta que deben escurrir con velocidades efectivas mayores o cuando menos iguales a 0.30 m/s., nunca serán menores de los que a continuación se indican:

➤ En el caso de pendientes mínimas:

El tirante debe ser siempre mayor o cuando menos igual a 1.5 cms.

➤ En el caso de pendientes máximas:

El tirante mínimo debe ser siempre mayor, o cuando menos igual a 1.0 cms.

➤ Velocidades de escurrimiento límite.

Las velocidades de escurrimiento mínimo y máximo en las tuberías, deberán estar dentro de 0.30 m/s y 5.00 m/s respectivamente.



7.2.3.- Profundidad mínima que deben de satisfacer las condiciones siguientes.

1.- El colchón mínimo necesario para evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas que en general para tuberías con diámetros hasta 45 cm. se acepta una profundidad de 90 cm., y para diámetros mayores de 1 m. con una profundidad a 1.5 m.

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

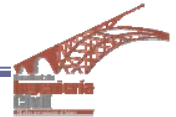
3.- La profundidad mínima de instalación de los conductos es en función de la topografía del lugar puesto que los sistemas deben proyectarse en lo posible para que el escurrimiento de las aguas negras se efectúe por gravedad; para determinarla, además se deberán tomar en consideración los dos criterios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

a.- Tipo, características y resistencia de las tuberías, clase de terreno en donde se desee instalar los conductos.

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

Para nuestro caso en el cálculo geométrico se cumplieron las siguientes condiciones.

Profundidades mínimas en (m)		
Pozo de visita	Cabeza de atarjea interior	Cabeza de atarjea exterior
1.50	1.30	1.20



7.2.3.1.- Determinación de la profundidad máxima.

La determinación de la profundidad máxima de instalación debe hacerse mediante un estudio económico comparativo entre el costo de instalación el conducto principal con sus albañales correspondientes y el de atarjea o atarjeas laterales incluyendo los albañales respectivos; no obstante la experiencia ha demostrado que hasta 4 m., de profundidad el conducto principal puede recibir directamente los albañales de las descargas y que a profundidades mayores resulta más económico el empleo de atarjeas laterales.

7.2.3.2.- Anchos de las zanjas en que se Instalarán los conductos.

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

Los anchos mínimos de zanjas necesarios para la instalación de tuberías que según la magnitud de sus diámetros satisfacen lo establecido se indica en la tabla siguiente.¹⁶

Tabla No 2

Diámetro del tubo (cm.)	Ancho de la zanja (cm.)	Diámetro del tubo (cm.)	Ancho de la zanja (cm.)
20	65	91	175
25	70	107	195
30	80	122	215
38	90	152	250
45	100	183	285
61	120	213	320
76	140	244	355

Es indispensable que a la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente como máximo el "ancho zanja" como se indicó en la tabla No 2, pero a partir de ese punto puede dársele a sus paredes el talud que se haga necesario para evitar el empleo de ademe.

¹⁶ http://www.nacobre.com.mx/Man_AP_01.

Si la (CONAGUA) autoriza el empleo de un ademe provisional el "ancho zanja" deberá ser igual al indicado en la tabla anterior más el ancho que ocupe el ademe.

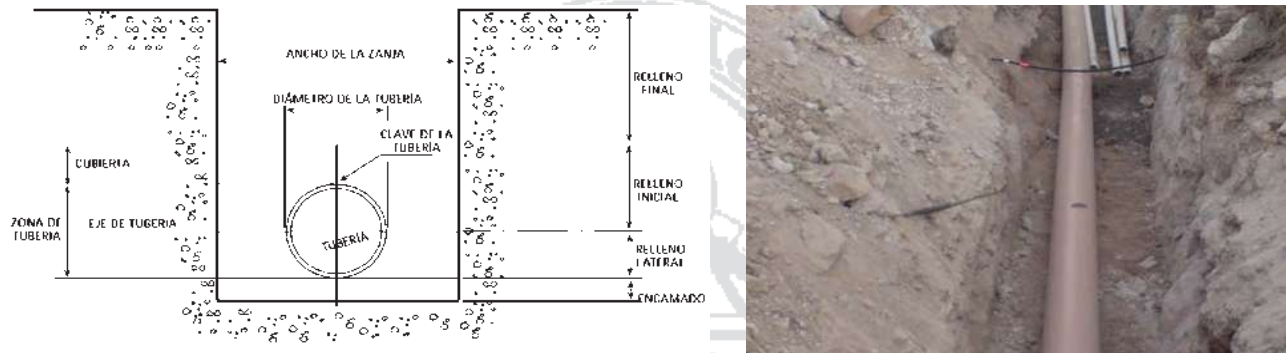


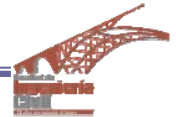
Figura: 7.24.1.- Anchos de las zanjas en que se Instalarán los conductos

➤ Plantilla ó cama de apoyo

Cuando el fondo de las zanjas donde se instale la tubería no ofrezca la consistencia necesaria para mantenerlas en su posición en forma estable o cuando la excavación se efectúe en roca que por su naturaleza y características no puede afinarse en grado tal que la tubería tenga el asiento correcto en toda su longitud, se construirá una cama que pueda ser de los tipos y clases que en seguida se detallan. La carga que una tubería puede soportar no es en función exclusiva de sus características intrínsecas, sino que en gran parte depende de la método del "encamado" ó clase de plantilla empleada para su instalación.

a.- Plantilla clase "A".

En este encamado la tubería se apoya en un piso de material fino, colocado sobre el fondo de la zanja que previamente ha sido arreglada con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa inferior de la tubería, en un ancho cuando menos igual al 60% de su diámetro exterior. El resto de la tubería debe de ser cubierta hasta una altura cuando menos de 30 cms., arriba de su lomo con material granular fino colocado cuidadosamente a mano y compactado perfectamente, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes a la tubería. Este relleno se hará en capas que no excedan de 15 cms. de espesor, el factor de carga es de 1.90.



b.- Plantilla clase “B”.

La constituye el encamado en el que el fondo de la zanja ha sido previamente arreglado para ajustarse a la parte inferior de la tubería en un ancho aproximado al 50% de su diámetro exterior. El resto de la tubería será cubierta hasta una altura cuando menos de 15 cms. por encima de su lomo, con material granular fino colocado y compactado a mano hasta llenar completamente los espacios de abajo y adyacentes a la tubería; el factor de carga es de 1.50.

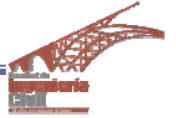
c.- Plantilla clase “C”.

Es el encamado en el cual no se toma ningún cuidado especial para conformar el fondo de la zanja a la parte inferior de las tuberías, ni en lo que respecta al relleno de los espacios por debajo y adyacentes a las mismas. Su factor de carga es de 1.10

7.2.4.- Valor del coeficiente de rugosidad.

El coeficiente de rugosidad varía según la clase de material de las tuberías. Para el coeficiente "n" de Manning en tuberías se pueden tomar los valores indicados en la tabla No 3.

Material	Coeficiente (n)
Asbesto - Cemento	0.010
Concreto liso	0.012
Concreto aspero	0.016
Concreto preesforzado	0.012
Acero galvanizado	0.014
Fierro fundido	0.013
Acero soldado sin revestimiento	0.014
Acero soldado con revestimiento Interior a base de epoxy	0.011
PVC (policloruro de vinilo)	0.009
Polietileno de alta densidad	0.009



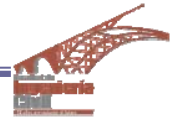
7.2.5.- Dotación.

El tipo, de dotación se da en función del clima y del número de habitantes considerados como población proyecto.

Población Proyecto (habitante)	Tipo de clima (dotación)		
	Cálido	Templado	Frío
De 2500 a 15000	150	125	100
De 15000 a 30000	200	150	125
De 30000 a 70000	250	200	175
De 70000 a 150000	300	250	200
De 150000 o más	350	300	250

7.3.- Datos del proyecto

Numero de lotes	108 lotes
Densidad de población	5 hab./Vivienda
Población de proyecto	540 hab.
Dotación	150 l/hab./D.
Aportación	120 l/hab./D.
Longitud de la red	1011.50 m.
Formula de Coef. Variación. Inst.	Harmon
Descarga Domiciliaria	Red municipal



7.3.1.- Período económico para el proyecto.

Es el lapso de tiempo en el que la obra dará un buen servicio, este tipo de construcción origina fuertes inversiones, por lo cual deben proyectarse para servir eficientemente a un número de habitantes mayor que el existente cuando se elabore el proyecto.

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

Otros de los factores que influyen en la elección del período económico del proyecto, es la vida útil de los materiales que se utilicen en la construcción del sistema

Su valor quedará comprendido entre los siguientes valores: Para localidades de 2500 a 15000 usuarios de proyecto: 6 a 10 años. Para localidades de más de 15000 usuarios de proyecto: 15 a 20 años. Ya que el lapso de tiempo considerado está dentro de las especificaciones y además el sistema puede funcionar aceptablemente; para nuestro caso será el primero.

7.3.2.- Población de Proyecto.

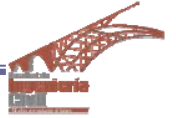
Su estimación se hará para un período económico se 6 a 20 años, de acuerdo a la magnitud y características de la localidad para servir y del costo probable de las obras.

Para lo cual la población de proyecto deberá obtenerse información acerca del desarrollo demográfico de la localidad en estudio.

Para estimar la población en años futuros, podemos emplear varios métodos de proyección, entre los principales tenemos:

- Método aritmético.
- Método geométrico.
- Método de los incrementos diferenciales
- Método de las parábolas de segundo y tercer grado.

Los resultados obtenidos con los métodos utilizados deberán representarse gráficamente



7.3.3.- Aportación de aguas negras.

Se adopta el criterio de aportación de aceptar como aportación de aguas negras, el 80% de la dotación de agua potable, considerando que el 20% restante se consume antes de llegar a los conductos.

7.3.4.- Coeficientes de variación.

Los coeficientes de variación de las aportaciones de aguas negras son dos: uno que cuantifica la variación máxima instantánea (coeficiente de Harmon) de las aportaciones de aguas negras y otro de seguridad. El primero se aplica al gasto medio y el segundo al gasto máximo instantáneo.

7.3.5.- Coeficiente de variación máxima instantánea.

Para cuantificar la variación máxima instantánea de las aportaciones, se utiliza la fórmula de Harmon, cuya expresión es:

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

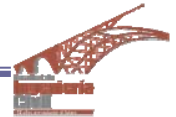
Donde:

M = Coeficiente de variación máxima instantánea de aguas negras

P = Población servida acumulada hasta el tramo de tubería considerada, en miles de habitantes

El coeficiente de variación máxima instantánea, o coeficiente de Harmon, se aplica tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- 1.- En tramos que presenten una población acumulada menor a los 1000 habitantes, el coeficiente se considera constante e igual a 3.8.
- 2.- Para una población acumulada mayor de 63,450 habitantes, el coeficiente se considera constante e igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue ya la Ley de Variación establecida por Harmon.



7.3.6.- Coeficiente de seguridad.

Generalmente en los proyectos de redes de alcantarillado se considera un margen de seguridad aplicando un coeficiente. En el caso de rehabilitaciones a una red existente, previendo los excesos en las aportaciones que puede recibir la red, generalmente por concepto de aguas pluviales, se considera un coeficiente que puede ser igual a 1.5.

Para nuevos asentamientos, siempre y cuando se garantice que las aportaciones pluviales de los lotes urbanizados no se conecten a los albañales o a las atarjeas del alcantarillado sanitario, el coeficiente de seguridad será igual a 1.0.

7.3.7.- Gastos de diseño.

Los gastos que se consideran en los proyectos de alcantarillado son: medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Los tres últimos se determinan a partir del primero.

7.3.7.1.- Gasto medio.

La cuantificación del gasto medio de aguas negras en un tramo de la red se hace en función de la población y de la aportación de aguas negras. Esta aportación se considera como un porcentaje de la dotación de agua potable, que a su vez está en función de los diferentes usos del suelo (comercial, industrial y habitacional).

La expresión para calcular el valor del gasto medio en zonas habitacionales y condiciones normales, es:

$$Q_{med} = \frac{A \cdot P}{86,400}$$

Donde:

Q_{med} . = Gasto medio, en l/s

A = Aportación de aguas negras, de acuerdo al uso del suelo, en l/hab/día

P= Población de proyecto, en habitantes

86,400 = segundos/día

$$Q_{med} = \frac{120 \cdot 540}{86,400} = 0.75 \text{ l/s}$$



Para localidades con zonas industriales o comerciales que aportan al sistema de alcantarillado volúmenes de consideración, de acuerdo con la sección 7.2.1, se debe adicionar al gasto medio, el gasto de aportación obtenido.

7.3.7.2.- Gasto mínimo.

En los proyectos generalmente se considera como gasto mínimo la mitad del gasto medio; de acuerdo a la siguiente expresión que generalmente se utiliza para calcular el valor del gasto mínimo es:

$$Q_{\min} = 0.50 Q_{\text{med}}$$

Donde:

Q_{\min} . = Gasto mínimo, en l/s

Q_{med} . = Gasto medio, en l/s.

Nota: para esos casos que se tengan pendientes muy pequeñas o muy grandes, se acepta como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas por conducir, la descarga de un excusado que es de 1.5 l/s.

Para nuestro caso el gasto mínimo se considero de 1.5 l/s de acuerdo a la especificación anterior.

7.3.7.3.- Gasto máximo instantáneo.

La estimación del gasto máximo instantáneo, se hace afectando al gasto medio por el coeficiente de variación máxima instantánea "M", por lo que:

$$Q_{M1} = M \cdot Q_{\text{med}}$$

Donde:

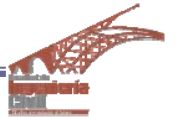
Q_{M1} = Gasto máximo instantáneo, en l/s

Q_{med} = Gasto medio, en l/s

M = Coeficiente de variación máxima instantánea

Para nuestro caso se considero $M = 3.8$ de acuerdo a los alineamientos especificados.

$$Q_{M1} = 3.8 * 0.75 = 2.85 \text{ l/s}$$



7.3.7.4.- Gasto máximo extraordinario.

En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos de la red y su valor se calcula multiplicando el gasto máximo instantáneo por el coeficiente de seguridad, es decir:

$$Q_{ME} = CS \cdot Q_{M1}$$

Donde:

QME = Gasto máximo extraordinario, en l/s

CS = Coeficiente de seguridad

QM1, = Gasto máximo instantáneo, en l/s

$$Q_{ME} = 1.5 * 2.85 = 4.275 \text{ l/s}$$

NOTA:

Si se tienen infiltraciones se utilizará la ecuación siguiente:

$$Q_{Max-ext} = 1.5 * Q_{max \text{ .inst.}} + Q_{infiltración}$$



7.4.- Memoria de cálculo para el diseño de la red de alcantarillado.

La finalidad del cálculo hidráulico es obtener el diseño óptimo de la red de alcantarillado, esto es: calcular el menor diámetro posible para que a tubo lleno el agua escurra por gravedad; seleccionar una capacidad tal del tubo, para que el escurrimiento del gasto máximo extraordinario o previsto y con un tirante para el gasto mínimo que permita el arrastre de las partículas sólidas en suspensión. Esto se comprueba verificando las velocidades mínimas y máximas de las normas de proyecto con las velocidades obtenidas en la tabla de cálculo.

Al cumplir con estas consideraciones y normas de proyecto, se tendrá la seguridad de haber calculado bien el sistema hidráulico, y que aunado a la selección del diámetro mínimo y al diseño de las pendientes hidráulicas similares a los del terreno, habremos obtenido un proyecto económico y funcional.

7.4.1.- Planeación de la red de alcantarillado sanitario.

Es el análisis y selección del proyecto más conveniente en fusión de los aspectos de eficiencia técnica y económica y determinar el trazo de la línea de la red de alcantarillado para su ejecución.

↳ Longitud por tramo.

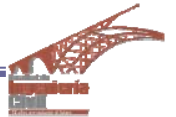
Es la longitud, en metros del tramo por calcular; considera como tramo la distancia entre un pozo de visita y otro. (*Ver anexo plano 08*)

↳ Longitud acumulada.

Es la suma de las longitudes propia y la longitud en metros acumulada hasta el cruce, sin considerar la del tramo por calcular. La cual nos sirve para la cuantificación de los gastos medios de aguas negras que esta en función de la longitud acumulativa de tuberías ó del área acumulativa servida. (*Ver anexo plano 09*)

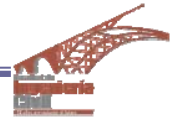
↳ Red de alcantarillado sanitario.

Es el proyecto definitivo a la cual la red de alcantarillado sanitario se lleva acabo el trazo de la línea para el desalojo de aguas servidas en las viviendas. (*Ver anexo plano 10*)



7.4.2.- Datos del proyecto que debe contener el plano.

Numero de lotes	108 lotes
Densidad de población	5 hab./Vivienda
Población de proyecto	540 hab.
Dotación	150 l/hab./D.
Aportación	120 l/hab./D.
Densidad Lineal	0.53 hab./m
Coefficiente de Variación Instantáneo	1.516
Coefficiente de Seguridad	1.5
Gasto medio	0.750 l/s.
Gasto mínimo	1.50 l/s.
Gasto máximo instantáneo	2.850 l/s.
Gasto máximo Extraordinario	4.275 l/s.
Longitud de la red	1011.50 m.
Formula de Coef. Variación. Inst.	Harmon
Descarga Domiciliaria	Red municipal



7.4.3.- Metodología.

A continuación se describe la utilización de la tabla de cálculo y de monograma de la fórmula de Manning.

1.- Se selecciona usando el nomograma de la fórmula de Manning; uniendo la pendiente y el diámetro definitivo, obtenemos el gasto y la velocidad máxima en ese tramo.

2.- La relación del gasto de tubo parcialmente lleno a tubo lleno se obtiene con la siguiente ecuación deducida en el nomograma de manning.

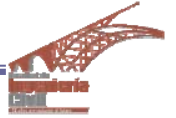
$$RQ = \begin{cases} Q_{\min} \rightarrow RQ_{\min} = \frac{Q_{\min}}{Q_{t.\text{lleno}}} \\ Q_{\max} \rightarrow RQ = \frac{Q_{\max}}{Q_{t.\text{lleno}}} \end{cases}$$

3.- La relación de la velocidad de tubo parcialmente lleno a tubo lleno se obtiene con la siguiente igualdad obtenida en el nomograma de manning.

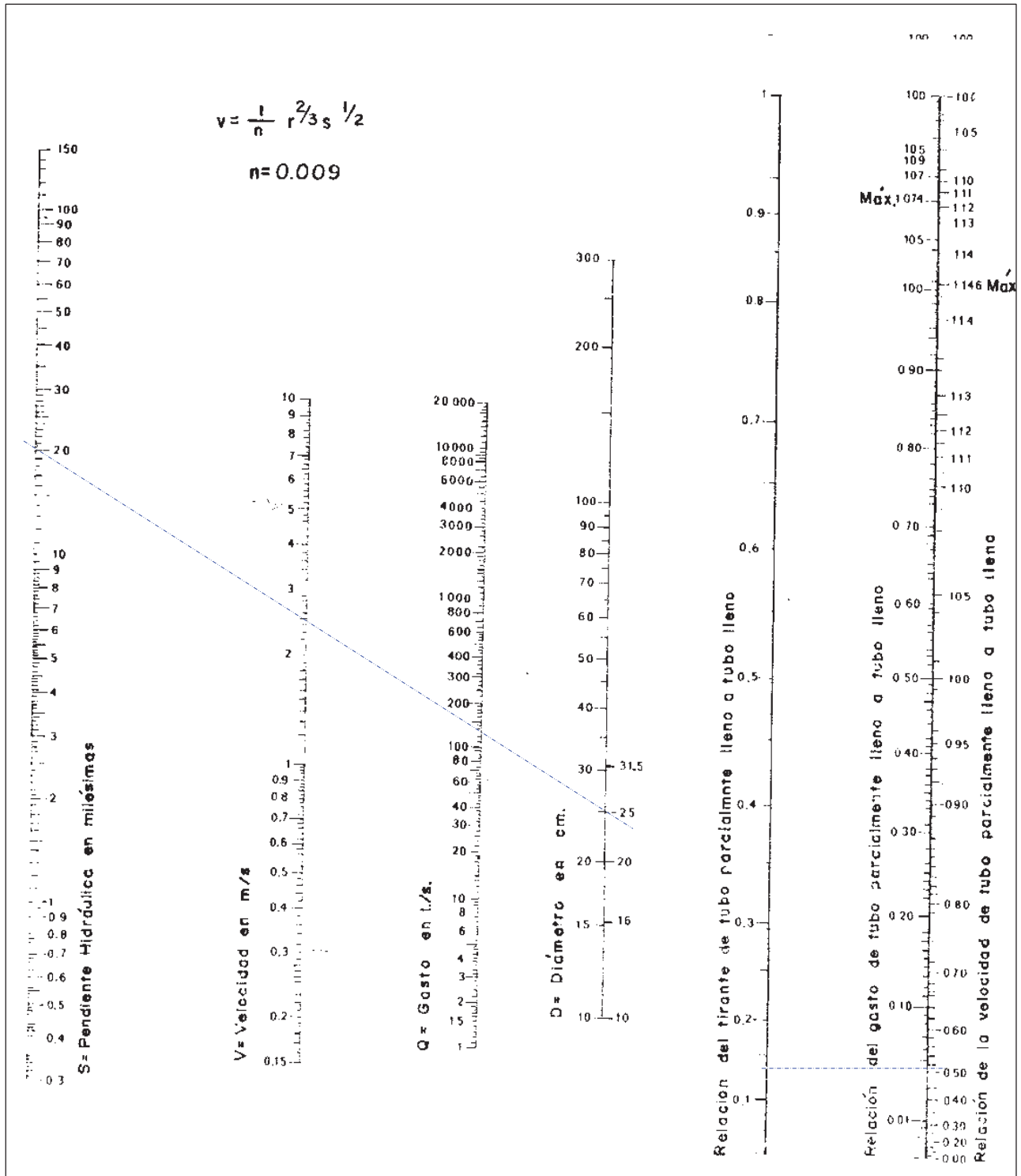
$$RQ \rightarrow RV \begin{cases} VaQ_{\min} = RV_{\min}(V_{t.\text{lleno}}) \\ VaQ_{\max} = RV_{\max}(V_{t.\text{lleno}}) \end{cases}$$

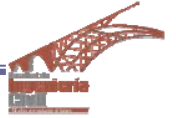
4.- La relación del tirante del tubo parcialmente lleno a tubo lleno podemos en el monograma de Manning con la siguiente función.

$$\begin{aligned} RQ_{\min} &\rightarrow RT \{ taQ_{\min} = (RT)(\phi \text{ cm}) \\ RQ_{\max} &\rightarrow RT \{ taQ_{\max} = (RT)(\phi \text{ cm}) \end{aligned}$$

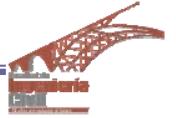


NOMOGRAMA DE MANNING PARA TUBERÍA DE PVC.





Memoria de Cálculo



CONCLUSIONES

Este tema me ha ayudado a complementar mis estudios de Ingeniería civil como profesionista, y es de gran relevancia terminar con un proyecto como lo es el “Abastecimiento de agua potable y alcantarillado para el conjunto habitacional Hacienda del Monte ubicado en la ciudad de Morelia Michoacán”; que es una etapa de conocimiento y experiencia de gran nivel considero, que además de aportar con esta investigación, y que este documento sirva de consulta para las siguientes generaciones, ya que en la actualidad se van presentando un grave conflicto sobre el agua a nivel mundial.

Un sistema de abastecimiento de agua potable es un recurso indispensable para la vida necesaria, no solo en cantidad, sino en una calidad determinada para el fin para el cual será utilizada.

El objetivo este proyecto de sistema de abastecimiento agua, es suministrar y lograr un agua potable que cumpliendo con los requisitos mínimos de calidad exigidos por la normativa vigente satisfaga las necesidades de los consumidores tanto en calidad como en cantidad en toda época.

Por lo tanto el abastecimiento y la evacuación son de suma importancia dentro de las comunidades, de no existir estas redes de recolección de aguas, se pondría en grave peligro la salud de las personas debido al riesgo de enfermedades epidemiológicas y, además, causarían importantes pérdidas materiales.

La comisión nacional de agua considera como prioritarios el sistema agua potable y alcantarillado sanitario. Para el desalojo de las aguas servidas que genera una población, incluyendo las aguas residuales de diversos usos como son: comercial, industrial, recreativo y demás servicios que presten en dicha localidad la cual rige en la norma oficial mexicana.

Esta Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-19941 establece los límites permisibles y es aplicable a todos los organismos operadores de los sistemas de abastecimiento público y privado o cualquier persona física o moral que realice el manejo del agua para uso y consumo humano.



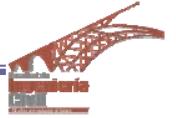
Dentro de los cuales se presentan algunas referencias:

- ◆ NOM-012-SSA1-1993 Requisitos sanitarios que deben cumplir los sistemas de abastecimiento de agua para uso y consumo humano públicos y privados.
- ◆ Modificación a la NOM-127-SSA1-1994 Salud ambiental, agua para uso y consumo humano – Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.
- ◆ NOM-179-SSA1-1998 Vigilancia y evaluación del control de calidad del agua para uso y consumo humano, distribuido por sistemas de abastecimiento público.

Hay que tener en cuenta que implica una responsabilidad a las autoridades de supervisar estrictamente, que el proyecto cumpla con la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de los sistemas de alcantarillado o la red municipal.

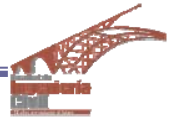
Por lo tanto el proyecto se realizó de acuerdo a los lineamientos en el manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento (MAPAS). El cual contiene información y recomendaciones más significativas para la elaboración del proyecto.

“El futuro tiene muchos nombres. Para los débiles es lo inalcanzable. Para los temerosos, lo desconocido. Para los valientes es la oportunidad”...



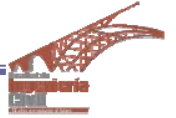
ANEXO (PLANOS)

“Lo que conduce y arrastra al mundo no son las maquinas, sino las ideas”...



BIBLIOGRAFIA.

- 1.- Arteaga Tovar, R. Eduardo, “HIDRÁULICA ELEMENTAL. UNIVERSIDAD AUTÓNOMA CHAPINGO”, México, Departamento de Irrigación, 1993.
- 2.- Dr. Aurelio Hernández Muños, “ABASTECIMIENTO Y DISTRIBUCION DE AGUA”, España, Servicios de Publicaciones de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid.
- 3.- Ing. Enrique Cesar Baldes, “ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE”, Volumen 1, México, Universidad Nacional Autónoma de México / Facultad de Ingeniería División de Topográfica y Geodésica / Departamento de Ingeniería Sanitaria, 1992.
- 4.- Metcalf – Eddy, “INGENIERIA SANITARIA REDES DE ALCANTARILLADO Y BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES”, Editorial Labor.
- 5.- Pedro López Alegría, “ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION Y ELIMINACION DE EXCRETAS”, México, Editorial Alfa Omega / Instituto Politécnico Nacional, 1990.
- 6.- Raúl Guerrero Torres, “MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS”, Editores Grupo Noriega / Editorial Limusa, 1999. /
- 7.- Raúl Guerrero Torres, “INGENIERIA SANITARIA APLICADA A SANEAMIENTO Y SALUD PÚBLICA”, Editores Grupo Noriega / Editorial Limusa, 1999.
- 8.- Ricardo Alfredo López Cuellar, “DISEÑO DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS”, 2a. Edición, Editorial Alfa Omega.
- 9.- S/A, MANUAL DE NORMAS DE CALIDAD PARA AGUA POTABLE, México, Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, 1982.
- 10.- S/A, Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana, México, Universidad Nacional Autónoma de México / Facultad de Ingeniería, 1988.



- 11.- S/A, Manual de construcción de sistemas para abastecimiento de agua potable con tubería de PVC, México, Instituto Politécnico Nacional / Instituto de Tuberías Plásticas, 1991.
- 12.- S/A, INEGI: Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática.
- 13.- S/A, MAPAS: Manual de diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.
- 14.- S/A, CNA = CONAGUA: Comisión Nacional de Agua. Lineamientos Técnicos para la elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario. México.
- 15.- <http://www.vitalis.net/actualidad79.htm>.
- 16.- http://www.e-seia.cl/archivos/Memoria_de_cálculo_ap_24_07_20071.doc
- 17.- <http://www.cna.gob.mx/eCNA/Espaniol/Directorio/Busqueda.aspx?id=calidad del agua>.
- 18.- http://www.nacobre.com.mx/Man_AP_01.
- 19.- <http://www.idrc.ca/agua>.
- 20.- [http://www. Portaplanetasedna.com.ar/el agua](http://www.Portaplanetasedna.com.ar/el agua).
- 21.- <http://www.jumapam.gob.mx>
- 22.- <http://www.imta.gob.mx>

CALCULO HIDRÁULICO EN REDES DE AGUA POTABLE

JESUS DEL MONTE POBLACION LOCALIZADA EN EL MUNICIPIO DE MORELIA

DATOS BASICOS DE PROYECTO:
 POBLACION PROYECTO = **540** HABITANTES
 DOTACION = **150** LITROS/HAB/DIA

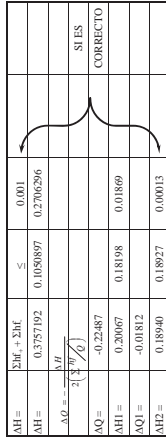
Gasto medio = Pobl. Proy. X Dotación = **86400** (seg/día)
 Gasto medio = **094** l/seg
 Gasto máximo diario = C.V.D.X. Qmedio

C.V.D. = Coeficiente de variación diaria
 1.2 Para poblaciones pequeñas
 1.4 Para poblaciones grandes
 Qmax diario = **1.31** l/seg
 Gasto máximo horario = C.V.H. X Qmax diario
 1.5 Para poblaciones pequeñas
 1.55 Para poblaciones grandes
 C.V.D. = Coeficiente de variación horaria
 Qmax horario = **2.03** l/seg
 Gasto específico = Qmax horario/Long. Total de la red
 Longitud total = **997.76** m
 q = **0.00204** l/s/m

ESPECIFICACIONES PARA TUBERIA DE "PVC"			
D. (PULGADAS)	CLASE	AREA HID. (m ²)	K (MANNING)
1.5	RD-32.5	0.0015693	13172.922
2	RD-32.5	0.0028388	36711.3286
2.5	RD-32.5	0.00364237	1394.892567

POBLACION			TIPO DE CLIMA	
PROYECTO	CALIDO	TEMPERADO	FRIO	
2500-15000	150	125	100	
15000-30000	200	150	125	
30000-70000	250	200	150	
70000-150000	300	250	200	
150000-max	350	300	250	

CIRCUITO PROPIO	TRAMO	LONGITUD	LONG. ACUM.	GASTO ESPECIFICO	GASTO	DIAMETRO PULGADAS	CLASE DIMENSIONAL	AREA HIDRA. m2	K MANNING	VELOCIDAD m/s	hf m	hf/Q	ΔQ l/s	Ql	hf	hf/Ql	AQl	Q2	h2	H (m)		CARGA DISPONIBLE	TRAMO	
																				COMPENSADA	TERRENO			
	Td	1-2	1.00	0.00204	2.034	2.139	2 1/2 RD-32.5	0.0036	1394.8826	0.5585	0.0068	0.0028	-0.2249	1.81	0.00457	0.00252	-0.01812	1.791	0.0045	0.004	73.150	52.150	20.996	Td - 2
		2-11	143.28	0.00204	1.025	1.518	2 RD-32.5	0.0025	1394.8826	0.4044	0.2098	0.2048	-0.2249	0.80	0.17783	0.15984	-0.01812	0.782	0.1221	0.122	73.146	50.100	22.923	2-11
		11-10	178.94	0.00204	0.732	1.284	1 1/2 RD-32.5	0.0016	1394.8826	0.4668	0.1539	0.1828	-0.2249	0.51	0.06432	0.12670	-0.01812	0.490	0.0598	0.060	72.964	54.880	18.084	11-10
		10-9	138.97	0.00204	0.568	0.910	1 1/2 RD-32.5	0.0016	1394.8826	0.2343	0.0262	0.0713	-0.2249	0.14	0.00895	0.02768	-0.01812	0.125	0.0030	0.003	72.961	57.030	15.931	10-9
		2-4	54.76	0.00204	0.967	1.475	1 1/2 RD-32.5	0.0016	1394.8826	0.6165	0.0715	0.0739	-0.2249	1.19	0.08855	0.09106	-0.01812	1.210	0.1119	0.112	73.034	53.800	19.144	2-4
		4-6	55.69	0.00204	0.597	1.159	1 1/2 RD-32.5	0.0016	1394.8826	0.3802	0.0277	0.0463	-0.2249	0.82	0.05242	0.06381	-0.01812	0.840	0.0548	0.055	72.979	55.130	17.849	4-6
		6-7	6.55	0.00204	0.483	1.043	1 1/2 RD-32.5	0.0016	1394.8826	0.3078	0.0021	0.0044	-0.2249	0.71	0.00458	0.00647	-0.01812	0.726	0.0048	0.005	72.974	55.390	17.584	6-7
		7-9	62.04	0.00204	0.211	0.689	1 1/2 RD-32.5	0.0016	1394.8826	0.1343	0.0038	0.0182	-0.2249	0.44	0.01642	0.03770	-0.01812	0.454	0.0178	0.018	72.956	57.030	15.926	7-9
Σ hf =	Σ hf + Σ hf	Σ hf	0.001								0.1651	0.1428		0.19		0.1990								
AH =	0.3757192	0.050897	0.2706296																					
ΔQ =	$-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{3} \frac{Q}{\sqrt{D}} \right)$																							
AQ =	-0.22487																							
AH1 =	0.20667	0.18198	0.01869																					
AQ1 =	-0.01812																							
AH2 =	0.18940	0.18927	0.00013																					



CALCULO HIDRÁULICO EN REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO

JESUS DEL MONTE POBLACION LOCALIZADA EN EL MUNICIPIO DE MORELIA

Número de Casas :	Casa
Densidad de Población :	Habitantes / casa
Población de Proyecto :	Habitantes
Longitud total de la red :	metros
Dotación :	lts. / hab. / día
Aportaciones =	lts. / hab. / día
Densidad Lineal =	hab. / m
rugosidad =	

Población Servida Acumulada (PSA) = $D_n \cdot \text{Long. Acumulada}$

$Q_m = (PSA \cdot \text{Aportación}) / 86400$

$Q_{\text{min.}} = 0.50 \cdot Q_m$

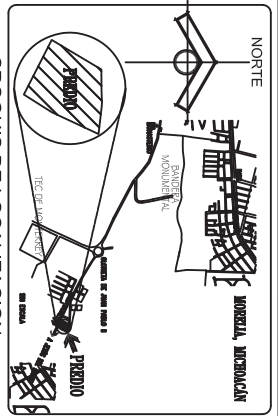
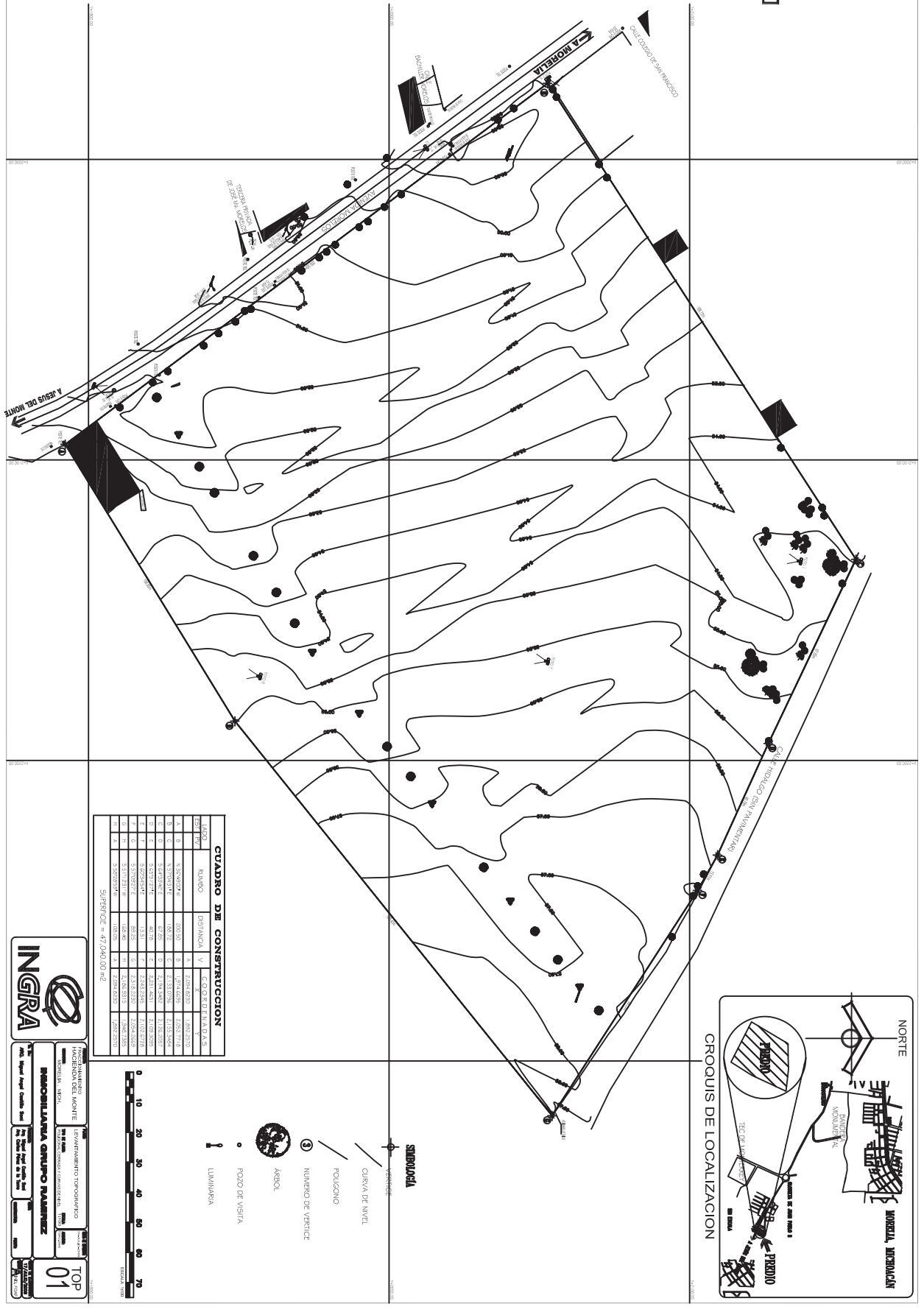
$Q_{\text{max. Prev.}} = M \cdot Q_m$

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

$Q_{\text{max. Ext.}} = 1.5 \cdot Q_{\text{max. Prev.}}$

TRAMO	POZO	LONGITUD (m)		PSA Hab.	GASTO (l/s)			PENDIENTE milesimas	F cms	FUNCIONAMIENTO HID. TUBO LLENO		VELOCIDAD (m/s)			TIRANTE (cms.)				
		PROPIA	TRIBUTARIA ACUMULADA		MINIMO Q_{min}	MEDIO Q_m	MÁX. PREVISTO $Q_{\text{max. Prev.}}$			MAX. EXT. $Q_{\text{max. Ext.}}$	Q _{TOTAL} l/s	GASTO	VELOCIDAD	Q _{min} / Q	MÍNIMA	MÁXIMA	Q _{min} / Q	MÍNIMO	MÁXIMO
COLECTOR (1)																			
6 - 11	6	70.50	272.50	343.00	0.127	0.254	1.058	1.588	25	121.477	2.475	0.001	0.53	0.01	0.30	0.00	0.96	0.01	1.74
11 - 16	11	70.50	343.00	413.50	0.153	0.307	1.267	1.900	25	85.898	1.750	0.002	0.39	0.02	0.63	0.00	1.01	0.02	2.27
COLECTOR (2)																			
12 - 13	12	64.00	132.50	196.50	0.073	0.146	0.617	0.926	25	101.635	2.070	0.001	0.44	0.01	0.57	0.00	0.94	0.01	1.49
13 - 14	13	62.00	335.00	397.00	0.147	0.294	1.218	1.827	25	153.658	3.130	0.001	0.67	0.01	0.92	0.00	0.96	0.01	1.67
14 - 15	14	52.00	535.50	587.50	0.218	0.436	1.773	2.660	25	158.387	3.227	0.001	0.70	0.02	1.05	0.00	0.98	0.02	1.96
15 - 16	15	10.50	587.50	598.00	0.222	0.443	1.803	2.705	25	135.816	2.767	0.002	0.61	0.02	0.95	0.00	1.00	0.02	2.14

ANEXO FOTOGRAFICO:



CUADRO DE CONSTRUCCION

ITEM	RUMBO	DISTANCIA	AREA	VOLUMEN
1	N 38° 40' 27" E	200.50	1,279.43	3,023.77
2	S 41° 32' 24" E	692.26	2,153.02	5,132.25
3	S 45° 13' 14" E	40.76	426.14	1,071.59
4	S 29° 29' 14" E	18.51	324.32	812.42
5	S 27° 19' 17" E	89.20	2,178.20	5,447.00
6	S 35° 29' 27" E	104.05	2,284.43	5,712.27
SUPERFICIE = 47,040.00 m ²				

INGRA

INGENIERIA CIVIL

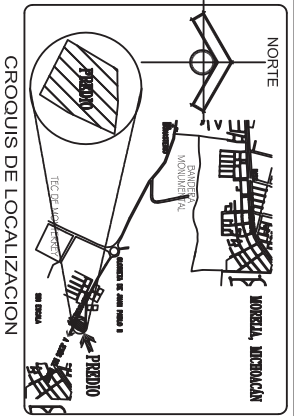
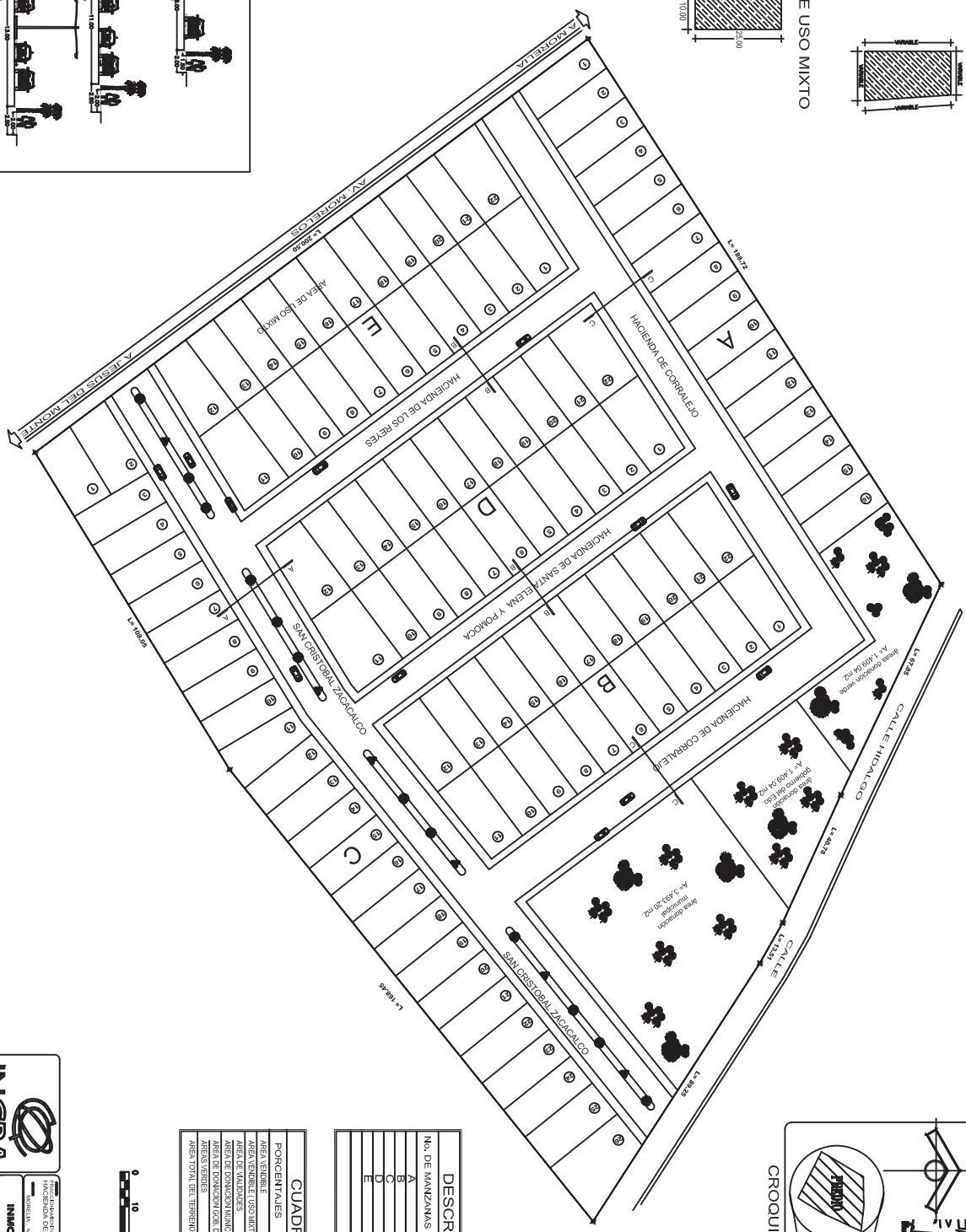
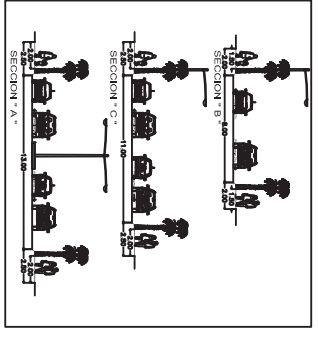
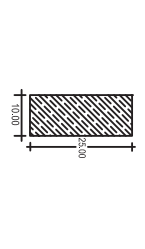
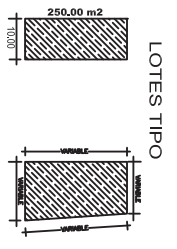
PROYECTO: HACIENDA DEL MONTE

CLIENTE: INMOBILIARIA OMNIBUS RAMIREZ

FECHA: 2024

ESCALA: 1:500

TOP 01



DESCRIPCION DE MANZANAS

Nº. DE MANZANAS	Nº. DE LOTES	M2 DE SUPERFICIE
A	16	4,021.28 m ²
B	22	5,739.93 m ²
C	26	6,801.56 m ²
D	22	5,918.79 m ²
E	22	5,842.12 m ²
TOTAL		28,323.66 m²

CUADRO DE USO DE SUELO

POCENIALES	AREA EN M ²	(%)
AREA VERDE	95,360.4 m ²	6.51 %
AREA VERDE DE USO MIXTO	2,092.56 m ²	4.38 %
AREA DE MANZANAS	12,333.86 m ²	26.26 %
AREA DE DONACION MUNICIPAL	3,483.80 m ²	7.44 %
AREA DE DONACION DEL ESTADO	1,490.84 m ²	3.00 %
AREAS VERDES	46,986.80 m ²	100.00 %



INGRA

INMOBILIARIA GRUPO RAMINEZ

PROYECTO: HACIENDA DEL MONTE

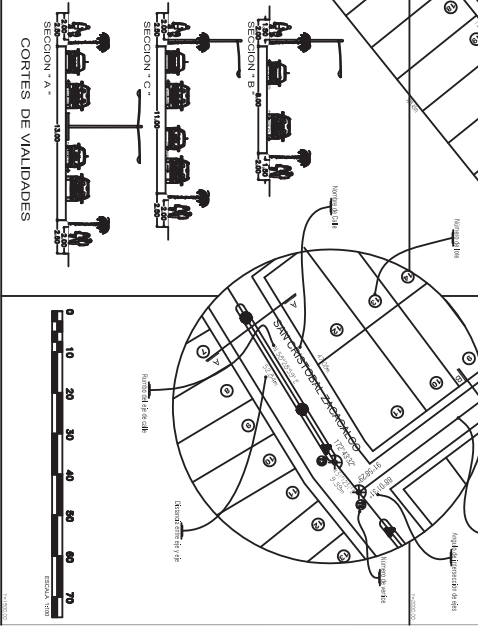
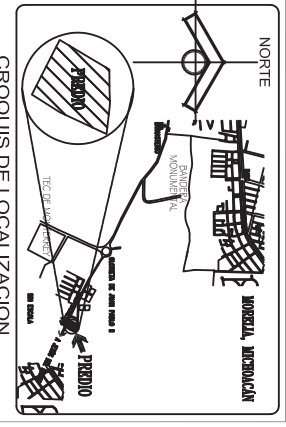
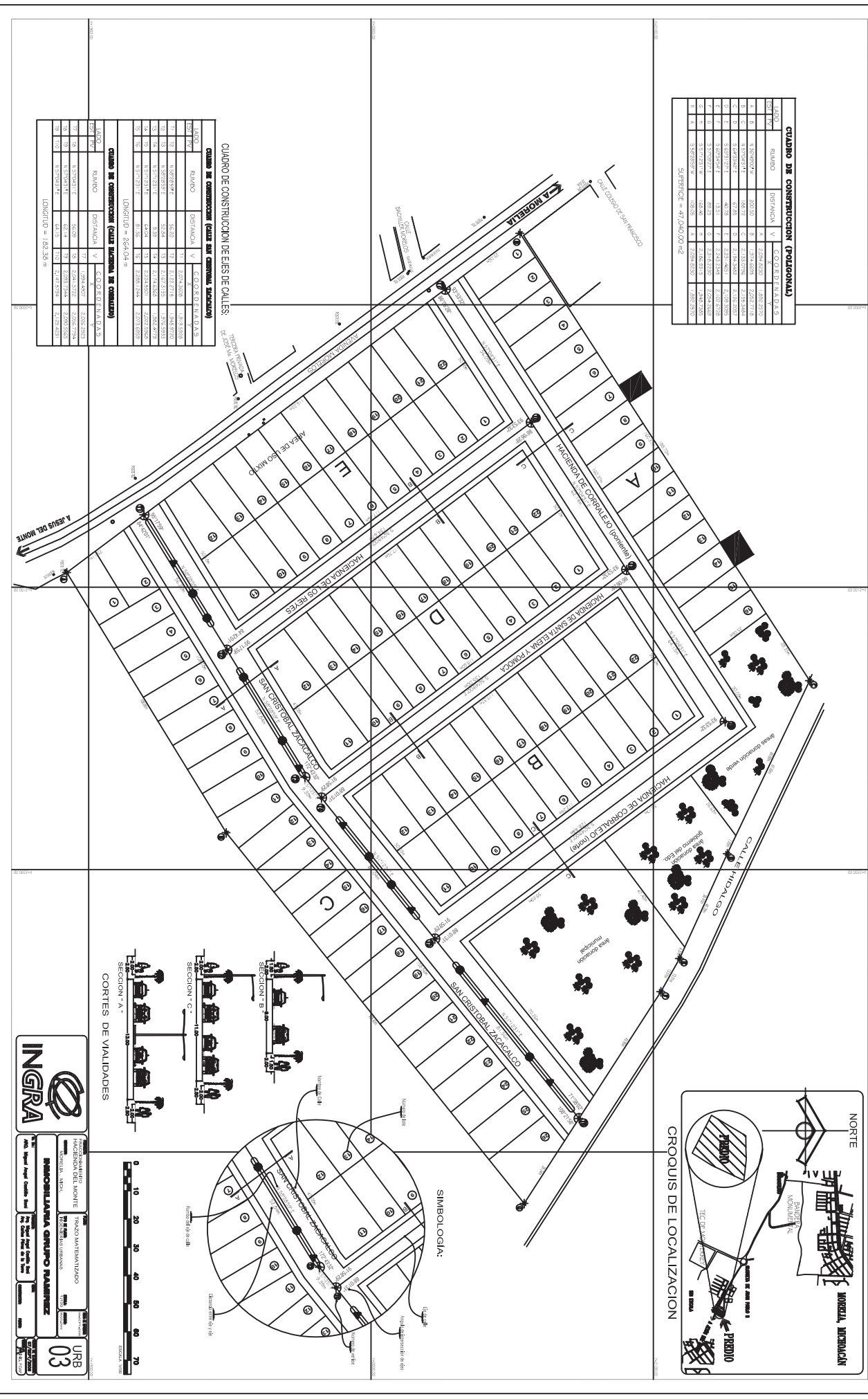
PLAN: PLAN DE MANZANAS

FECHA: 2023

LOT 02

CUADRO DE CONSTRUCCION (POLIGONAL)			
LADO	RIUNDO	DESFANCHA	COORDENADAS
1	RIUNDO	IV	2274.4252
2	RIUNDO	III	2274.4252
3	RIUNDO	II	2274.4252
4	RIUNDO	I	2274.4252
5	RIUNDO	VI	2274.4252
6	RIUNDO	V	2274.4252
7	RIUNDO	IV	2274.4252
8	RIUNDO	III	2274.4252
9	RIUNDO	II	2274.4252
10	RIUNDO	I	2274.4252
11	RIUNDO	VI	2274.4252
12	RIUNDO	V	2274.4252
13	RIUNDO	IV	2274.4252
14	RIUNDO	III	2274.4252
15	RIUNDO	II	2274.4252
16	RIUNDO	I	2274.4252
17	RIUNDO	VI	2274.4252
18	RIUNDO	V	2274.4252
19	RIUNDO	IV	2274.4252
20	RIUNDO	III	2274.4252
21	RIUNDO	II	2274.4252
22	RIUNDO	I	2274.4252
23	RIUNDO	VI	2274.4252
24	RIUNDO	V	2274.4252
25	RIUNDO	IV	2274.4252
26	RIUNDO	III	2274.4252
27	RIUNDO	II	2274.4252
28	RIUNDO	I	2274.4252
29	RIUNDO	VI	2274.4252
30	RIUNDO	V	2274.4252
31	RIUNDO	IV	2274.4252
32	RIUNDO	III	2274.4252
33	RIUNDO	II	2274.4252
34	RIUNDO	I	2274.4252
35	RIUNDO	VI	2274.4252
36	RIUNDO	V	2274.4252
37	RIUNDO	IV	2274.4252
38	RIUNDO	III	2274.4252
39	RIUNDO	II	2274.4252
40	RIUNDO	I	2274.4252
41	RIUNDO	VI	2274.4252
42	RIUNDO	V	2274.4252
43	RIUNDO	IV	2274.4252
44	RIUNDO	III	2274.4252
45	RIUNDO	II	2274.4252
46	RIUNDO	I	2274.4252
47	RIUNDO	VI	2274.4252
48	RIUNDO	V	2274.4252
49	RIUNDO	IV	2274.4252
50	RIUNDO	III	2274.4252
51	RIUNDO	II	2274.4252
52	RIUNDO	I	2274.4252
53	RIUNDO	VI	2274.4252
54	RIUNDO	V	2274.4252
55	RIUNDO	IV	2274.4252
56	RIUNDO	III	2274.4252
57	RIUNDO	II	2274.4252
58	RIUNDO	I	2274.4252
59	RIUNDO	VI	2274.4252
60	RIUNDO	V	2274.4252
61	RIUNDO	IV	2274.4252
62	RIUNDO	III	2274.4252
63	RIUNDO	II	2274.4252
64	RIUNDO	I	2274.4252
65	RIUNDO	VI	2274.4252
66	RIUNDO	V	2274.4252
67	RIUNDO	IV	2274.4252
68	RIUNDO	III	2274.4252
69	RIUNDO	II	2274.4252
70	RIUNDO	I	2274.4252
71	RIUNDO	VI	2274.4252
72	RIUNDO	V	2274.4252
73	RIUNDO	IV	2274.4252
74	RIUNDO	III	2274.4252
75	RIUNDO	II	2274.4252
76	RIUNDO	I	2274.4252
77	RIUNDO	VI	2274.4252
78	RIUNDO	V	2274.4252
79	RIUNDO	IV	2274.4252
80	RIUNDO	III	2274.4252
81	RIUNDO	II	2274.4252
82	RIUNDO	I	2274.4252
83	RIUNDO	VI	2274.4252
84	RIUNDO	V	2274.4252
85	RIUNDO	IV	2274.4252
86	RIUNDO	III	2274.4252
87	RIUNDO	II	2274.4252
88	RIUNDO	I	2274.4252
89	RIUNDO	VI	2274.4252
90	RIUNDO	V	2274.4252
91	RIUNDO	IV	2274.4252
92	RIUNDO	III	2274.4252
93	RIUNDO	II	2274.4252
94	RIUNDO	I	2274.4252
95	RIUNDO	VI	2274.4252
96	RIUNDO	V	2274.4252
97	RIUNDO	IV	2274.4252
98	RIUNDO	III	2274.4252
99	RIUNDO	II	2274.4252
100	RIUNDO	I	2274.4252

CUADRO DE CONSTRUCCION DE Ejes DE CALLES			
SECCION	RIUNDO	DESFANCHA	COORDENADAS
1	RIUNDO	IV	2274.4252
2	RIUNDO	III	2274.4252
3	RIUNDO	II	2274.4252
4	RIUNDO	I	2274.4252
5	RIUNDO	VI	2274.4252
6	RIUNDO	V	2274.4252
7	RIUNDO	IV	2274.4252
8	RIUNDO	III	2274.4252
9	RIUNDO	II	2274.4252
10	RIUNDO	I	2274.4252
11	RIUNDO	VI	2274.4252
12	RIUNDO	V	2274.4252
13	RIUNDO	IV	2274.4252
14	RIUNDO	III	2274.4252
15	RIUNDO	II	2274.4252
16	RIUNDO	I	2274.4252
17	RIUNDO	VI	2274.4252
18	RIUNDO	V	2274.4252
19	RIUNDO	IV	2274.4252
20	RIUNDO	III	2274.4252
21	RIUNDO	II	2274.4252
22	RIUNDO	I	2274.4252
23	RIUNDO	VI	2274.4252
24	RIUNDO	V	2274.4252
25	RIUNDO	IV	2274.4252
26	RIUNDO	III	2274.4252
27	RIUNDO	II	2274.4252
28	RIUNDO	I	2274.4252
29	RIUNDO	VI	2274.4252
30	RIUNDO	V	2274.4252
31	RIUNDO	IV	2274.4252
32	RIUNDO	III	2274.4252
33	RIUNDO	II	2274.4252
34	RIUNDO	I	2274.4252
35	RIUNDO	VI	2274.4252
36	RIUNDO	V	2274.4252
37	RIUNDO	IV	2274.4252
38	RIUNDO	III	2274.4252
39	RIUNDO	II	2274.4252
40	RIUNDO	I	2274.4252
41	RIUNDO	VI	2274.4252
42	RIUNDO	V	2274.4252
43	RIUNDO	IV	2274.4252
44	RIUNDO	III	2274.4252
45	RIUNDO	II	2274.4252
46	RIUNDO	I	2274.4252
47	RIUNDO	VI	2274.4252
48	RIUNDO	V	2274.4252
49	RIUNDO	IV	2274.4252
50	RIUNDO	III	2274.4252
51	RIUNDO	II	2274.4252
52	RIUNDO	I	2274.4252
53	RIUNDO	VI	2274.4252
54	RIUNDO	V	2274.4252
55	RIUNDO	IV	2274.4252
56	RIUNDO	III	2274.4252
57	RIUNDO	II	2274.4252
58	RIUNDO	I	2274.4252
59	RIUNDO	VI	2274.4252
60	RIUNDO	V	2274.4252
61	RIUNDO	IV	2274.4252
62	RIUNDO	III	2274.4252
63	RIUNDO	II	2274.4252
64	RIUNDO	I	2274.4252
65	RIUNDO	VI	2274.4252
66	RIUNDO	V	2274.4252
67	RIUNDO	IV	2274.4252
68	RIUNDO	III	2274.4252
69	RIUNDO	II	2274.4252
70	RIUNDO	I	2274.4252
71	RIUNDO	VI	2274.4252
72	RIUNDO	V	2274.4252
73	RIUNDO	IV	2274.4252
74	RIUNDO	III	2274.4252
75	RIUNDO	II	2274.4252
76	RIUNDO	I	2274.4252
77	RIUNDO	VI	2274.4252
78	RIUNDO	V	2274.4252
79	RIUNDO	IV	2274.4252
80	RIUNDO	III	2274.4252
81	RIUNDO	II	2274.4252
82	RIUNDO	I	2274.4252
83	RIUNDO	VI	2274.4252
84	RIUNDO	V	2274.4252
85	RIUNDO	IV	2274.4252
86	RIUNDO	III	2274.4252
87	RIUNDO	II	2274.4252
88	RIUNDO	I	2274.4252
89	RIUNDO	VI	2274.4252
90	RIUNDO	V	2274.4252
91	RIUNDO	IV	2274.4252
92	RIUNDO	III	2274.4252
93	RIUNDO	II	2274.4252
94	RIUNDO	I	2274.4252
95	RIUNDO	VI	2274.4252
96	RIUNDO	V	2274.4252
97	RIUNDO	IV	2274.4252
98	RIUNDO	III	2274.4252
99	RIUNDO	II	2274.4252
100	RIUNDO	I	2274.4252

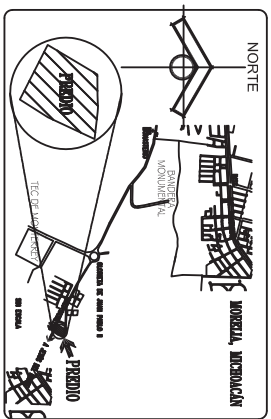
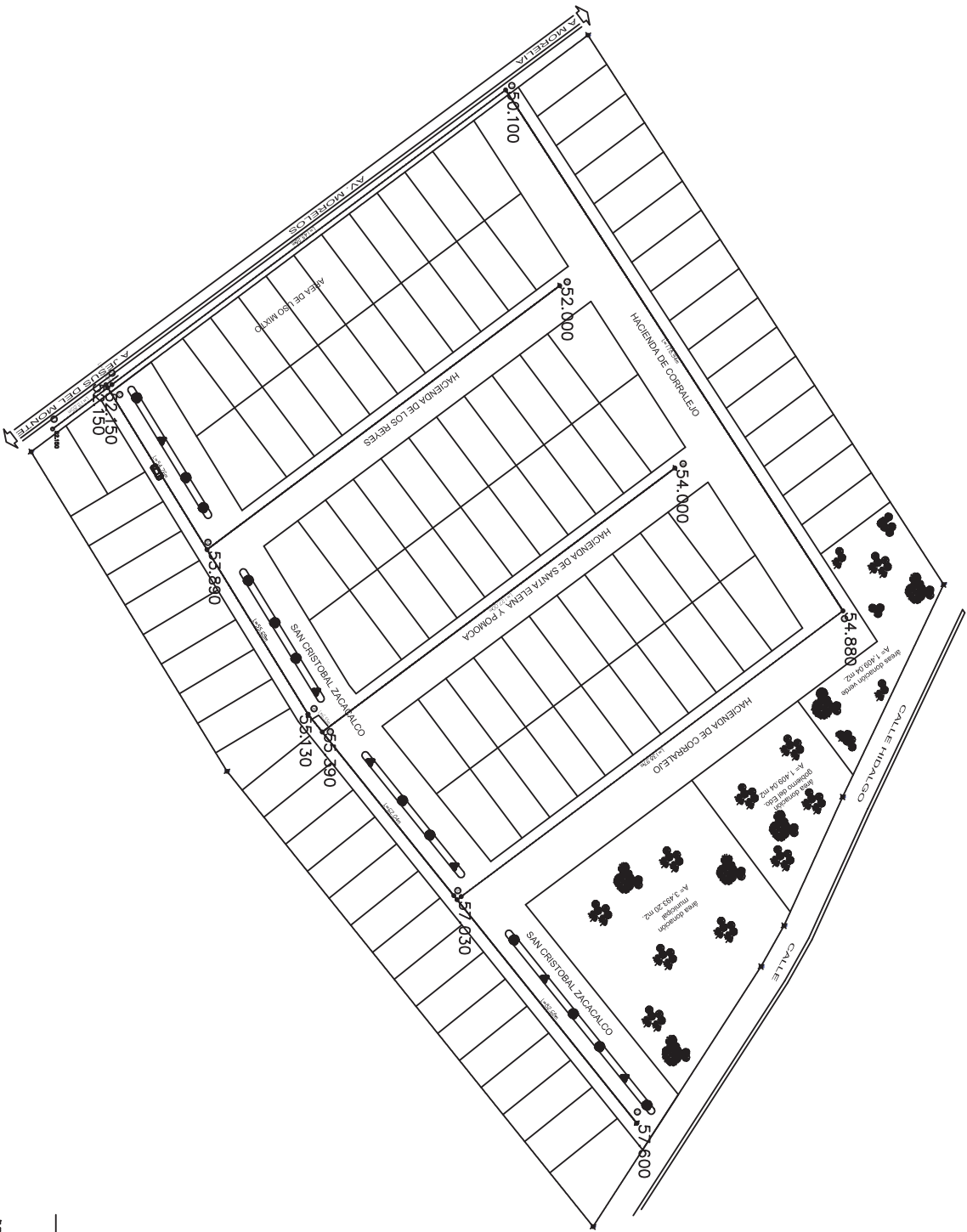


INGRA

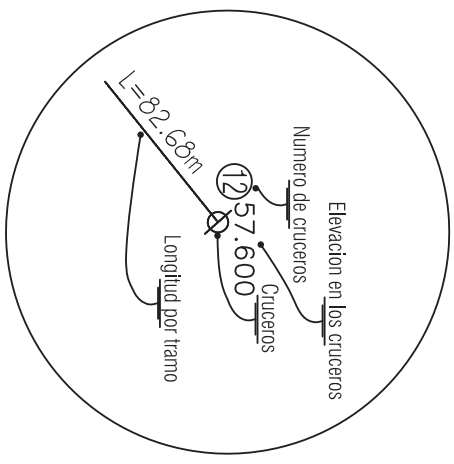
PROYECTO: HINCISION DEL MONTE
 CLIENTE: INGENIERIA APLICADA
INGENIERIA CIVIL RAFAEL RAMIREZ

URB 03

0 10 20 30 40 50 60 70



SIMBOLOGÍA:



CUADRO DE USO DE SUELO

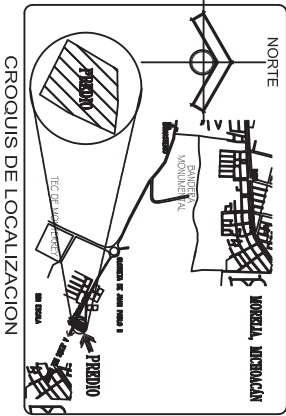
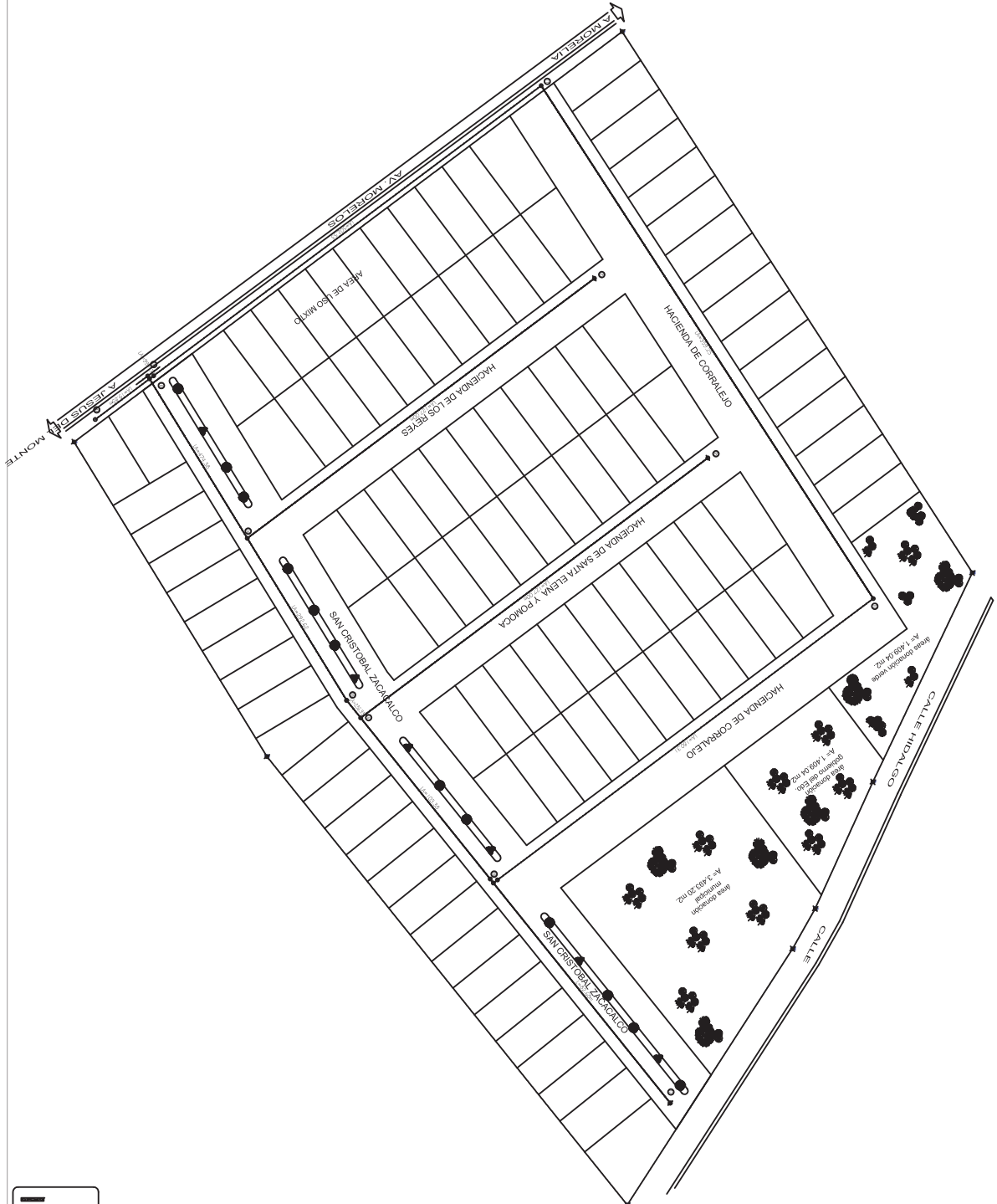
POCENIALES	ÁREA EN M ²	(%)
ÁREA VERDE	20,292 M ²	5.29%
ÁREA DE FERIA (ESTANIO)	12,333 M ²	3.23%
ÁREA DE MANIZALES	3,482,207 M ²	7.44%
ÁREA DE FERIA MUNICIPAL	1,492,914 M ²	3.97%
ÁREA DE FERIA DEL ESTADO	46,986,000 M ²	100.00%



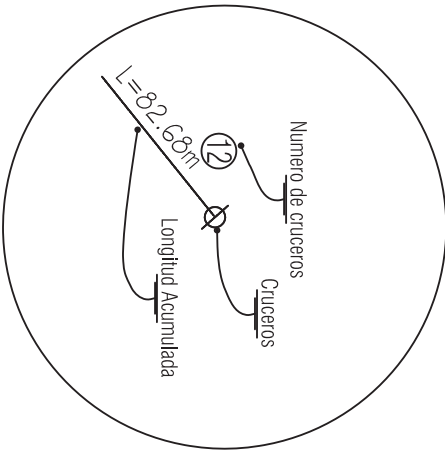
INGRA

INMOBILIARIA GRUPO RAMÍREZ

ARQ 04



SIMBOLOGIA:



CUADRO DE USO DE SUELO

PORCENTUALES (%)	AREA EN M ²	(%)
AREA VERDE	86.364 m ²	6,51 %
AREA VERDE E USO MIXTO	2.096,21 m ²	4,33 %
AREA DE MANADAS	12.333,88 m ²	26,26 %
AREA DE FUNDACION MUNICIPAL	3.483,30 m ²	7,44 %
AREA DE FUNDACION DEL ESTADO	1.490,94 m ²	3,09 %
AREAS VERDES	1.498,94 m ²	3,09 %
AREA TOTAL DEL TERRENO	46386,90 m ²	100,00 %



INGRA

INGRA S.A.S. - Ingeniería y Gestión de Recursos Arquitectónicos

PROYECTO: HACIENDA DEL MONTE

CLIENTE: INMOBILIARIA GRUPO RAMIREZ

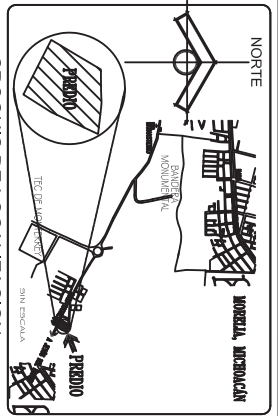
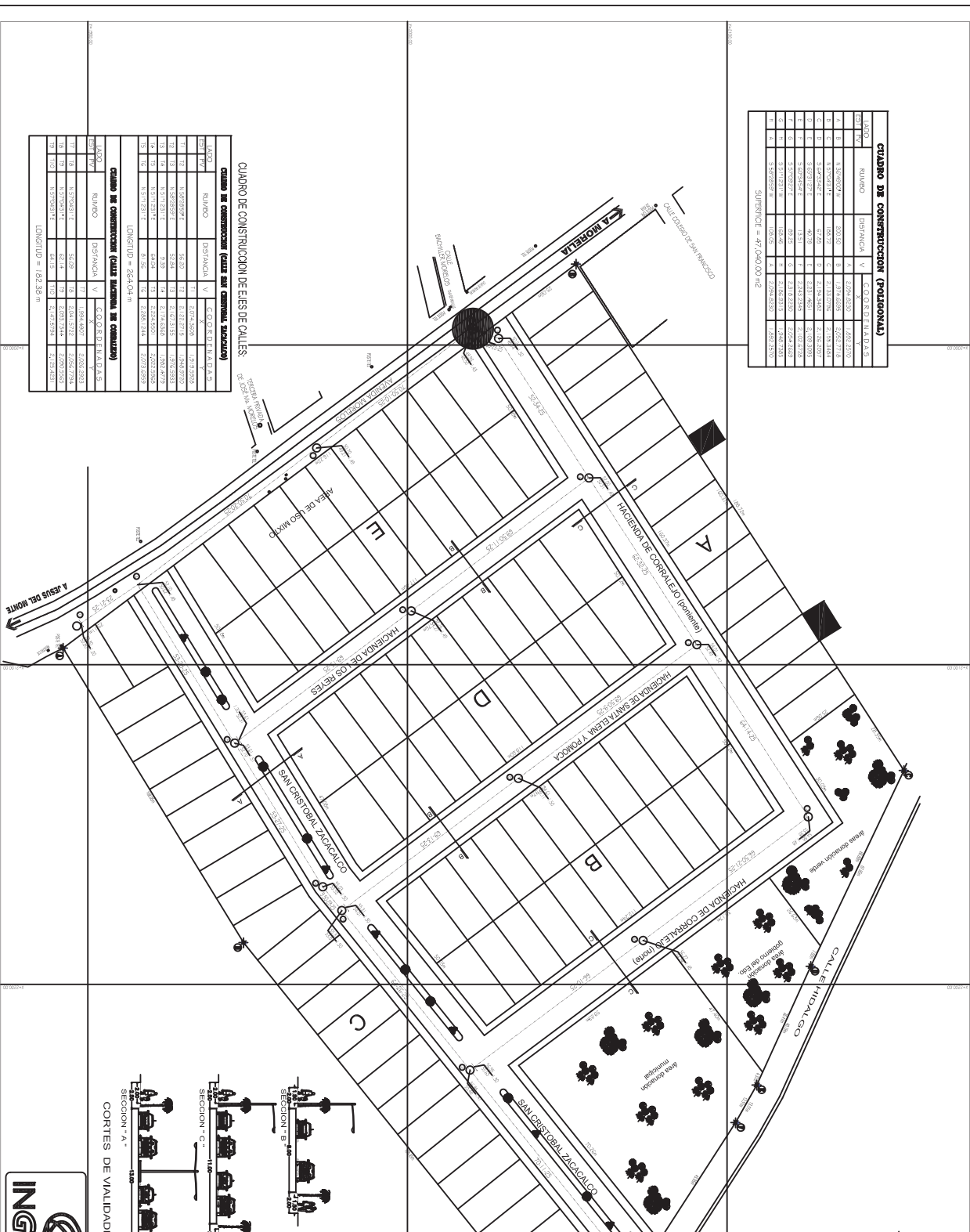
ARQ 06

INGRA S.A.S. - Ingeniería y Gestión de Recursos Arquitectónicos

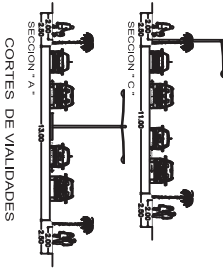
CUADRO DE CONSTRUCCION (POLIGONAL)			
LADO	RUNDO	DESFANCHA	COORDENADAS
1	1	1	2274.4252
2	1	1	2274.4252
3	1	1	2274.4252
4	1	1	2274.4252
5	1	1	2274.4252
6	1	1	2274.4252
7	1	1	2274.4252
8	1	1	2274.4252
9	1	1	2274.4252
10	1	1	2274.4252
11	1	1	2274.4252
12	1	1	2274.4252
13	1	1	2274.4252
14	1	1	2274.4252
15	1	1	2274.4252
16	1	1	2274.4252
17	1	1	2274.4252
18	1	1	2274.4252
19	1	1	2274.4252
20	1	1	2274.4252
21	1	1	2274.4252
22	1	1	2274.4252
23	1	1	2274.4252
24	1	1	2274.4252
25	1	1	2274.4252
26	1	1	2274.4252
27	1	1	2274.4252
28	1	1	2274.4252
29	1	1	2274.4252
30	1	1	2274.4252
31	1	1	2274.4252
32	1	1	2274.4252
33	1	1	2274.4252
34	1	1	2274.4252
35	1	1	2274.4252
36	1	1	2274.4252
37	1	1	2274.4252
38	1	1	2274.4252
39	1	1	2274.4252
40	1	1	2274.4252
41	1	1	2274.4252
42	1	1	2274.4252
43	1	1	2274.4252
44	1	1	2274.4252
45	1	1	2274.4252
46	1	1	2274.4252
47	1	1	2274.4252
48	1	1	2274.4252
49	1	1	2274.4252
50	1	1	2274.4252
51	1	1	2274.4252
52	1	1	2274.4252
53	1	1	2274.4252
54	1	1	2274.4252
55	1	1	2274.4252
56	1	1	2274.4252
57	1	1	2274.4252
58	1	1	2274.4252
59	1	1	2274.4252
60	1	1	2274.4252
61	1	1	2274.4252
62	1	1	2274.4252
63	1	1	2274.4252
64	1	1	2274.4252
65	1	1	2274.4252
66	1	1	2274.4252
67	1	1	2274.4252
68	1	1	2274.4252
69	1	1	2274.4252
70	1	1	2274.4252
71	1	1	2274.4252
72	1	1	2274.4252
73	1	1	2274.4252
74	1	1	2274.4252
75	1	1	2274.4252
76	1	1	2274.4252
77	1	1	2274.4252
78	1	1	2274.4252
79	1	1	2274.4252
80	1	1	2274.4252
81	1	1	2274.4252
82	1	1	2274.4252
83	1	1	2274.4252
84	1	1	2274.4252
85	1	1	2274.4252
86	1	1	2274.4252
87	1	1	2274.4252
88	1	1	2274.4252
89	1	1	2274.4252
90	1	1	2274.4252
91	1	1	2274.4252
92	1	1	2274.4252
93	1	1	2274.4252
94	1	1	2274.4252
95	1	1	2274.4252
96	1	1	2274.4252
97	1	1	2274.4252
98	1	1	2274.4252
99	1	1	2274.4252
100	1	1	2274.4252

CUADRO DE CONSTRUCCION DE Ejes DE CALLES:

SECCION	RUNDO	DESFANCHA	COORDENADAS
1	1	1	2274.4252
2	1	1	2274.4252
3	1	1	2274.4252
4	1	1	2274.4252
5	1	1	2274.4252
6	1	1	2274.4252
7	1	1	2274.4252
8	1	1	2274.4252
9	1	1	2274.4252
10	1	1	2274.4252
11	1	1	2274.4252
12	1	1	2274.4252
13	1	1	2274.4252
14	1	1	2274.4252
15	1	1	2274.4252
16	1	1	2274.4252
17	1	1	2274.4252
18	1	1	2274.4252
19	1	1	2274.4252
20	1	1	2274.4252
21	1	1	2274.4252
22	1	1	2274.4252
23	1	1	2274.4252
24	1	1	2274.4252
25	1	1	2274.4252
26	1	1	2274.4252
27	1	1	2274.4252
28	1	1	2274.4252
29	1	1	2274.4252
30	1	1	2274.4252
31	1	1	2274.4252
32	1	1	2274.4252
33	1	1	2274.4252
34	1	1	2274.4252
35	1	1	2274.4252
36	1	1	2274.4252
37	1	1	2274.4252
38	1	1	2274.4252
39	1	1	2274.4252
40	1	1	2274.4252
41	1	1	2274.4252
42	1	1	2274.4252
43	1	1	2274.4252
44	1	1	2274.4252
45	1	1	2274.4252
46	1	1	2274.4252
47	1	1	2274.4252
48	1	1	2274.4252
49	1	1	2274.4252
50	1	1	2274.4252
51	1	1	2274.4252
52	1	1	2274.4252
53	1	1	2274.4252
54	1	1	2274.4252
55	1	1	2274.4252
56	1	1	2274.4252
57	1	1	2274.4252
58	1	1	2274.4252
59	1	1	2274.4252
60	1	1	2274.4252
61	1	1	2274.4252
62	1	1	2274.4252
63	1	1	2274.4252
64	1	1	2274.4252
65	1	1	2274.4252
66	1	1	2274.4252
67	1	1	2274.4252
68	1	1	2274.4252
69	1	1	2274.4252
70	1	1	2274.4252
71	1	1	2274.4252
72	1	1	2274.4252
73	1	1	2274.4252
74	1	1	2274.4252
75	1	1	2274.4252
76	1	1	2274.4252
77	1	1	2274.4252
78	1	1	2274.4252
79	1	1	2274.4252
80	1	1	2274.4252
81	1	1	2274.4252
82	1	1	2274.4252
83	1	1	2274.4252
84	1	1	2274.4252
85	1	1	2274.4252
86	1	1	2274.4252
87	1	1	2274.4252
88	1	1	2274.4252
89	1	1	2274.4252
90	1	1	2274.4252
91	1	1	2274.4252
92	1	1	2274.4252
93	1	1	2274.4252
94	1	1	2274.4252
95	1	1	2274.4252
96	1	1	2274.4252
97	1	1	2274.4252
98	1	1	2274.4252
99	1	1	2274.4252
100	1	1	2274.4252



CUADRO DE USO DE SUELO			
PORCENTAJES	AREA EN m2	(%)	
AREA VENDIBLE	26298.41 m2	55.91 %	
AREA VENDIBLE (USO MIXTO)	2096.26 m2	4.39 %	
AREA DE VIVIENDAS	12333.26 m2	26.26 %	
AREA DE COMERCIO MUNICIPAL	3493.20 m2	7.44 %	
AREA DE COMERCIO LOCAL DEL ESTADO	1409.64 m2	3.01 %	
AREA VERDES	46988.00 m2	100.00 %	
AREA TOTAL DEL TERRENO			



INGRA

PROYECTO: HACIENDA DEL MONTE

PROYECTISTA: INMOBILIARIA GRUPO RAFAELIZ

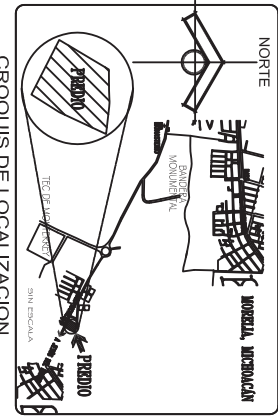
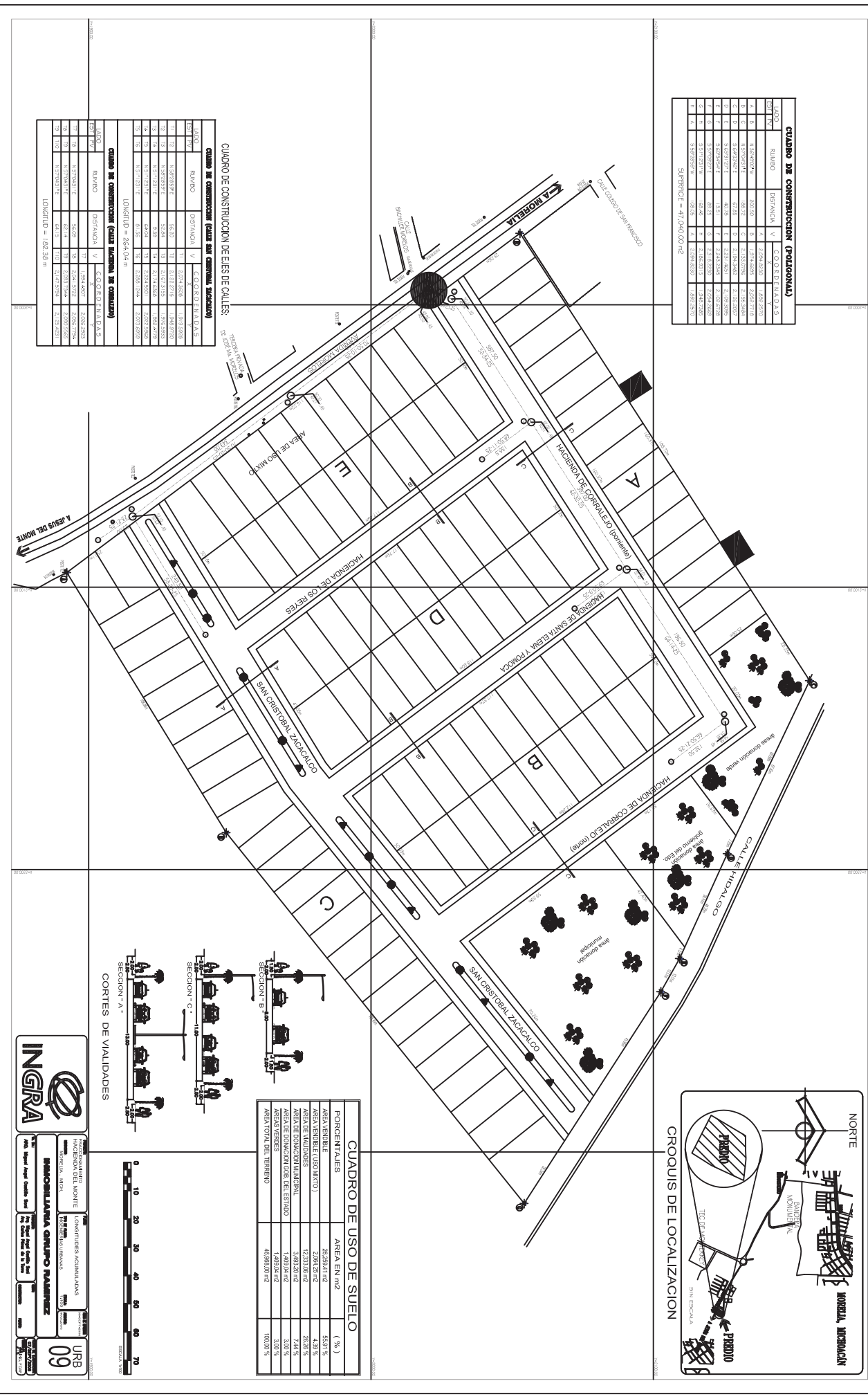
URB 08

100.00%

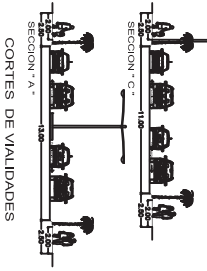
2024

LADO	RIUNDO	DESFANCHA	V	COORDENADAS	AREA
1	1.5079817 E	100.00	1	3224.4252	182.2270
2	1.5079817 E	100.00	2	3242.4252	252.7178
3	1.5079817 E	100.00	3	3123.0700	112.5464
4	1.5079817 E	100.00	4	2123.0700	212.5464
5	1.5079817 E	100.00	5	2123.0700	212.5464
6	1.5079817 E	100.00	6	2123.0700	212.5464
7	1.5079817 E	100.00	7	2123.0700	212.5464
8	1.5079817 E	100.00	8	2123.0700	212.5464
9	1.5079817 E	100.00	9	2123.0700	212.5464
10	1.5079817 E	100.00	10	2123.0700	212.5464
SUPERFICIE = 47,240,000 m ²					

SECCION	RIUNDO	DESFANCHA	V	COORDENADAS	AREA
1	1.5079817 E	100.00	1	3224.4252	182.2270
2	1.5079817 E	100.00	2	3242.4252	252.7178
3	1.5079817 E	100.00	3	3123.0700	112.5464
4	1.5079817 E	100.00	4	2123.0700	212.5464
5	1.5079817 E	100.00	5	2123.0700	212.5464
6	1.5079817 E	100.00	6	2123.0700	212.5464
7	1.5079817 E	100.00	7	2123.0700	212.5464
8	1.5079817 E	100.00	8	2123.0700	212.5464
9	1.5079817 E	100.00	9	2123.0700	212.5464
10	1.5079817 E	100.00	10	2123.0700	212.5464
LONGITUD = 264.04 m					



PORCENTAJES	AREA EN m ²	(%)
AREA VENDIBLE (USO MIXTO)	26298.41 m ²	55.91 %
AREA DE VIVIENDAS	2096.29 m ²	4.39 %
AREA DE COMERCIO MUNDIPAL	12333.29 m ²	26.28 %
AREA DE COMERCIO LOCAL DEL ESTADO	3493.20 m ²	7.24 %
AREAS VERDES	1409.84 m ²	3.01 %
AREA TOTAL DEL TERRENO	46998.00 m ²	100.00 %



INGRA

PROYECTO: HACIENDA DEL MONTE
 CLIENTE: INGENIERIA APLICADA
INGENIERIA CIVIL RAFAEL RAMIREZ

URB 09

2023

