

UNIVERSIDAD DE SONORA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y MINAS

**DISEÑO Y DISTRIBUCIÓN DE INFRAESTRUCTURA
URBANA: COLECTOR LIBERTAD MINITAS,
HERMOSILLO, SONORA**



Presentan

**JUAN FRANCISCO CAMPOY ESPINOZA
FRANCISCO JAVIER BERNAL GASTELUM**

Hermosillo, Sonora. México

Abril de 2001

Universidad de Sonora

Repositorio Institucional UNISON



**"El saber de mis hijos
hará mi grandeza"**



Excepto si se señala otra cosa, la licencia del ítem se describe como openAccess

INDICE

CAPÍTULO I.- INTRODUCCIÓN	1
--	----------

CAPÍTULO II.- ASPECTOS GENERALES DEL DESARROLLO URBANO.

2.1-ASPECTOS GENERALES

2.1.1.- SITUACIÓN GEOGRÁFICA.....	4
2.1.2.-ASPECTOS DEMOGRÁFICOS	4
2.1.3.- HIDROGRAFÍA	4
2.1.4.- OROGRAFÍA	5
2.1.5.- CLIMA	6
2.1.6.- CLASIFICACIÓN Y USO DEL SUELO	6
2.1.7.-VIVIENDA	7

2.2.-SITUACIÓN ACTUAL	8
------------------------------------	----------

2.3.-DESCRIPCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA	10
---	-----------

2.4.- COMENTARIOS SOBRESALIENTES	14
---	-----------

CAPÍTULO III.- DISPOSICIÓN DE AGUAS NEGRAS

3.1.- COMPONENTES	15
--------------------------------	-----------

3.1.1.-RED DE ATARJEAS	15
------------------------------	----

3.1.2.- MODELOS DE CONFIGURACIÓN DE ATARJEAS	16
--	----

3.1.3.- COLECTORES, INTERCEPTORES Y EMISORES.....	19
---	----

3.1.4.- MODELOS DE CONFIGURACIÓN DE COLECTORES ..	19
---	----

3.2.- FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO DE LA RED..	22
--	-----------

3.2.1.- PARA REDES DE ATARJEAS	22
--------------------------------------	----

3.2.2.- PARA COLECTORES	28
-------------------------------	----

CAPÍTULO IV.- JUSTIFICACIÓN DE PROYECTO (COLECTOR LIBERTAD-MINITAS)

4.1.- ANTECEDENTES	35
4.2.- INFRAESTRUCTURA EXISTENTE	36
4.3.- DESARROLLO DEL COLECTOR	38
4.4.- PROPUESTA Y JUSTIFICACIÓN	40

CAPÍTULO V.- ESTUDIO PRELIMINAR

5.1.- DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO	45
5.1.1.- CONSIDERACIONES PARA DATOS DE PROYECTO ..	45
5.1.2.- DATOS DE PROYECTO	46

CAPÍTULO VI.- PROYECTO

6.1.- DISEÑO DE LA LÍNEA	51
6.1.1.- CRITERIO PARA LA REVISIÓN DEL CÁLCULO	51

CAPÍTULO VII.- PRESUPUESTO

7.1.- PRESUPUESTO DE OBRA	60
7.2.- PROGRAMA DE OBRA	63

CAPÍTULO VIII.- CONCLUSIONES

64

ANEXOS

A).- GLOSARIO	66
B).- PLANOS	66
C).- ESPECIFICACIONES	71
D).- BIBLIOGRAFÍA	86

En el desarrollo de las localidades urbanas, sus servicios en general se han iniciado con un precario abastecimiento de agua potable y alcantarillado y van satisfaciendo sus necesidades con base en obras escalonadas en bien de su economía.

Como consecuencia se presenta el problema del desalojo de las aguas servidas o aguas residuales, por lo que se hace necesaria la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario para eliminar las aguas negras que produce una población, incluyendo el comercio y la industria, lo cual se le designa con el nombre de alcantarillado sanitario o alcantarillado para aguas negras.

Un sistema de alcantarillado está integrado por todos o algunos de los siguientes elementos: atarjeas, colectores, interceptores, emisores, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo, descarga final y obras accesorias. El destino final de las aguas servidas podrá ser desde un cuerpo receptor, hasta el reuso, dependiendo del tratamiento que se realice y de las condiciones particulares de la zona de estudio.

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. Las redes de drenaje en la mayoría de los casos funcionan por gravedad aprovechando la pendiente propia del terreno, aunque en zonas muy planas se hace necesario el uso de sistemas de bombeo.

En el dimensionamiento de los diferentes componentes de un sistema de alcantarillado, se debe analizar la conveniencia de programar las obras por etapas, estableciendo una congruencia entre los elementos que lo integran y los

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

En el presente trabajo se hará la justificación, el diseño y el presupuesto para la construcción de una línea de descarga, considerando la problemática de un sector al sur de la ciudad de Hermosillo Sonora, en base a los Aspectos Generales del Desarrollo Urbano.

En el segundo capítulo se habla de la situación actual que se está viviendo en la ciudad, el crecimiento poblacional, la infraestructura que se tiene actualmente y una conclusión del capítulo.

Para la realización del capítulo tres de este proyecto seguiremos la misma secuencia de diseño, aunque empezaremos viendo algunas componentes de la red y los factores que intervienen en él, las cuales serán de gran utilidad para los cálculos posteriores que se realizarán en el desarrollo del presente proyecto.

En el capítulo cuatro, se mencionará la infraestructura existente y en base a lo anterior se llevará a cabo una serie de aforos en varios puntos del sector Sur, con el fin de ver la capacidad actual de la infraestructura. Se explicará y se dará una justificación del porqué es necesaria la construcción del colector. Dentro de este mismo capítulo se verá el desarrollo del Colector Libertad que actualmente parte de él está en funcionamiento y las aportaciones que recibirá con la culminación de proyecto.

En el capítulo cinco, se determinarán los datos básicos del proyecto como son: población de proyecto, dotación, gasto de diseño, trazo y perfil topográfico, información que es necesaria para la realización del proyecto.

En el capítulo seis, se plantea la metodología que se utilizó para el diseño del colector, las aportaciones que estarán en la parte construída y la faltante del colector. Además, se determinará si el diámetro es el adecuado para nuestra línea de aguas negras, en base a datos proyectados por las pendientes óptimas y el gasto de diseño, observando los tirantes mínimos, máximos y gastos a tubo lleno dados por el cálculo.

En el capítulo siete, se elabora un presupuesto que contiene los conceptos básicos de material y mano de obra para llevar a cabo la construcción de la línea, se presenta también un programa de obra donde podemos observar los tiempos estimados para la realización de dicho trabajo.

En el capítulo ocho, se plantean las que a nuestra consideración son las conclusiones más importantes del proyecto realizado.

Finalmente, en el Anexo se mencionan algunos conceptos básicos de gran utilidad en este proyecto, así como planos del desarrollo del proyecto, y se citan algunas especificaciones necesarias para el buen funcionamiento del mismo.

ASPECTOS GENERALES DEL DESARROLLO URBANO

2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

2.1.1 SITUACIÓN GEOGRÁFICA

El municipio de Hermosillo está ubicado al oeste del estado de Sonora, su cabecera es la población que lleva el mismo nombre, se localiza en el paralelo 29° 05' de latitud norte y el meridiano 110° 57' de longitud oeste de Greenwich, a una altura de 282 metros sobre el nivel del mar.

Colinda al noreste con Carbó y San Miguel de Horcasitas; al este con Ures y Mazatán; al sureste con la Colorada y Guaymas; al noroeste con Pitiquito y al suroeste con el golfo de California.

Cuenta con una superficie de 14,880.2 kilómetros cuadrados, que representa el 8.02 % del territorio estatal y el 0.76 % en relación a la nación. Las localidades más importantes, además de la cabecera son: Miguel Alemán, San Pedro el Saucito, Bahía Kino, Kino Nuevo, La Victoria y La Manga.

2.1.2 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

En el municipio de Hermosillo se localizan 1214 localidades, que representan el 13.8 % del total estatal, con una población de 559,154 habitantes y una densidad de 37.6 habitantes por km², concentrándose principalmente en la cabecera municipal, poblado Miguel Alemán, Bahía de Kino, San Pedro el Saucito, Ejido La Victoria y El Tazajal.

2.1.3 HIDROGRAFÍA

Los recursos hidrológicos del municipio se componen básicamente por los ríos

la cabecera municipal. El más importante es el río Sonora, nace al noreste del estado y es el único de los ríos del municipio con caudal permanente, ocupa el tercer lugar en el estado en cuanto a su extensión de cuenca y magnitud de aportaciones.

El río San Miguel de Horcasitas con una cuenca de 8,427 kilómetros cuadrados, nace en las serranías de los municipios de Cúcurpe, Rayón y San Miguel de Horcasitas, vierte sus aguas al río Sonora en las inmediaciones de la ciudad de Hermosillo, sobre el vaso de almacenamiento de la presa Abelardo L. Rodríguez. Esta presa, localizada al oriente de la cabecera municipal, cuenta con una capacidad de 287.5 millones de metros cúbicos de agua y en ella descargan sus aguas los ríos Sonora, San Miguel y Zanjón. Es utilizada para el consumo del agua de la población, para riego agrícola y para recarga del manto acuífero.

2.1.4 OROGRAFÍA

Su territorio es generalmente plano, con inclinación hacia el oeste y termina a la orilla del mar. Cuenta con serranías aisladas con elevación no mayor de 300 metros, entre las que cabe mencionar la de Tepoca, Bacoachito, López, Tonuco, Seri, Batamote, Gorguz, Bronces, Santa Teresa, La Palma, Siete Cerros, La Campana, Iglesia Vieja, El Ranchito, Molino de Camou, La Labor y El Aguaje.

La orografía del municipio presenta las tres principales conformaciones: la primera corresponde a zonas accidentadas, que abarcan aproximadamente el 10 % de la superficie total del municipio, se localizan principalmente en la parte poniente sobre el litoral, formadas por la sierra Seri, y en la parte oriente del municipio, formadas por la sierra Espinoza.

La segunda corresponde a zonas semiplanas con una extensión aproximada del 20 % de la superficie total; se localizan en todo el municipio y están formadas por los cerros: La Labor, Prieto, San Mateo, Pilares, El Agachado, Olivas, El Orégano.

... zonas planas que abarcan el 70 % de la superficie municipal; se localizan en los valles y zonas costeras y están formadas por el Distrito de Riego No. 51, principalmente.

2.1.5 CLIMA

En el municipio de Hermosillo existen dos regiones climatológicas: la primera que corresponde a la región costera localizada al poniente del municipio, presenta un clima desértico semicálido, con inviernos frescos, y temperaturas extremas que van desde los cero en enero y febrero, hasta temperaturas máximas de 48 °C grados en julio y agosto.

La segunda región la conforma el resto del municipio, con un clima muy seco, cálido y extremoso; los meses más fríos son enero y febrero, con temperaturas medias de 14 a 16 grados respectivamente, con extremos hasta de 0 °C; y los meses de julio y agosto con temperaturas medias de 31 °C y con extremos hasta de 47 °C.

El régimen de lluvias en la región costera se presenta en los meses de junio, julio, agosto y septiembre, con una precipitación pluvial media anual que varía de 75 a 200 milímetros.

Las lluvias en el resto del municipio se presentan en verano, con precipitaciones pluviales medias anuales que varían de 200 a 300 milímetros; los meses más secos son los de abril y mayo, con precipitación pluvial media de 1.7 y 0.4 milímetros respectivamente, con una precipitación media anual de 0.2 y cero milímetros respectivamente, y los meses más húmedos son los de julio y agosto con precipitación pluvial media de 52.9 y 70.4 milímetros respectivamente.

2.1.6 CLASIFICACIÓN Y USO DEL SUELO

En el municipio se localizan los siguientes tipos de suelo: *Litosol*: Se localizan al noroeste y al sur del municipio, presentan diversos tipos de vegetación, que se

encuentran en mayor o menor proporción en laderas, barrancas, lomeríos y algunos terrenos planos. Su susceptibilidad a la erosión depende de la pendiente en que se encuentra. *Regosol*: Se localiza al norte, presenta fase física y arenosa. Su fertilidad es variable y su uso agrícola está principalmente condicionado a su profundidad. Su susceptibilidad a la erosión es muy variable y depende de la pendiente del terreno.

Solonchak: Se localiza al suroeste del municipio, bordeando el litoral del Golfo de California, presenta fase química sódica. Se encuentran zonas donde se acumula el salitre, como en las partes bajas de los valles o llanos, su uso agrícola se haya limitado a cultivos muy resistentes a la sal. Son pocos susceptibles a la erosión.

Xerosol: predomina en el municipio desplazándose del centro hacia el sur, tiene una capa superficial de color claro y muy pobre en humus, su utilización agrícola está restringida a zonas de riego con muy altos rendimientos, debido a la alta fertilidad de estos suelos. Su susceptibilidad a la erosión es baja.

Yermosol: Predomina en el municipio, se desplaza desde el centro hacia el norte. Tiene una capa superficial de color claro y muy pobre en materia orgánica, su utilización agrícola está restringida a las zonas de riego con muy altos rendimientos en cultivos como: algodón, granos o vid; su susceptibilidad a la erosión es baja.

Serozem: Suelos desérticos, salitrosos y calizos.

2.1.7 VIVIENDA

El número de ocupantes promedio por vivienda es de 4.3 personas, con una distribución heterogénea.

Uno de los problemas de infraestructura más significativo en los servicios de la ciudad es el sistema de alcantarillado sanitario, tanto en su cobertura como en su funcionamiento.

El sistema de alcantarillado se ha ido ampliando de acuerdo al crecimiento de la ciudad, pero sin ningún control dado el constante incremento de los asentamientos humanos y a las reedificaciones en zonas ya habitadas, trayendo como consecuencia la deficiencia de las redes. Podemos establecer que aproximadamente el 85.12 % de la población cuenta con el servicio, pero existen núcleos aislados y nuevas colonias que carecen del mismo.

La ciudad de Hermosillo en los últimos años ha venido presentando un acelerado crecimiento urbano, de tal forma que los sistemas de agua potable y alcantarillado existentes requieren de la construcción de obras importantes para continuar ampliando estos sistemas, que vengán a reforzar y proporcionar capacidad para la prestación de los servicios a los nuevos asentamientos.

El diseño general del sistema de alcantarillado, se ha adaptado a la topografía de la zona, a las tendencias de crecimiento de la mancha urbana y a su tejido particular.

El vado del Río de Sonora, marca la depresión a la que fluye naturalmente el drenaje. La topografía ha determinado un sistema que trabaja, casi en su totalidad por gravedad, salvo una línea ubicada en el sector sur.

El sistema de alcantarillado cuenta con un cárcamo de bombeo situado al sureste de la ciudad, que recibe en la actualidad las aguas negras provenientes de la zona industrial, Nuevo Hermosillo y algunas descargas de otros sectores de la ciudad, situadas en la presa Abelardo L. Rodríguez y Periférico Oriente.

... correspondiente a la parte Norte de la ciudad, cuyo sentido es Nor-Oriente-Sur-Poniente. La confluencia de ambos es, naturalmente el Vado del Río, el que se convierte además en el drenaje natural de todas las aguas negras de la ciudad, que discurren hacia el Sur-Poniente sin tratamiento alguno.

La descarga actual de la cobertura, no alcanza a cubrir la totalidad de la mancha urbana actual, dejando un porcentaje del 14.88 % del área total sin el servicio de drenaje sanitario.

El crecimiento de la ciudad también provoca una extensión excesiva de los colectores y subcolectores, además cargas muy desequilibradas en los mismos. La cobertura física de la superficie total se basa en 4 sectores.

Los habitantes localizados en las zonas con servicio, representan el 85.12 % del total. Como puede apreciarse en el *Plano (II-1) al final del capítulo*, las zonas sin servicio se encuentran en las periferias de la mancha urbana, representando el 14.88 % del total.

Por la forma como funcionan los sistemas de colectores y subcolectores, el área urbana actual se puede dividir en cuatro grandes sectores (*ver plano II-2 al final del capítulo*):

1. Sector Norte-Poniente
2. Sector Norte-Centro
3. Sector-Centro
4. Sector Sur

Estas zonas a su vez están formados por ocho cuencas tributarias, principalmente de colectores.

COLECTOR	DIÁMETRO (cms)
COLECTOR PANTEÓN	DESDE 76 HASTA 91
COLECTOR CENTRAL	DESDE 153, 183, HASTA 244
COLECTOR YUCATÁN	91
COLECTOR ORIENTE	76
COLECTOR PRINCIPAL	DESDE 76 HASTA 176
COLECTOR GENERAL PONIENTE	DESDE 153, 183, HASTA 244
COLECTOR SUR	122
PROYECTO LIBERTAD - MINITAS*	DESDE 76 HASTA 91

(*ver plano II-3) al final del capítulo.*

**Colector considerado dentro de nuestro trabajo.*

A continuación se realizará una descripción de cada uno de los colectores:

COLECTOR PANTEÓN.

El Colector Panteón, inicia y recorre la parte norponiente de la ciudad, desde el bulevar Progreso hasta el canal de aguas negras en el Vado del Río, sin conexión alguna al Emisor Principal. Fue construido para conducir las aportaciones de todos los desarrollos de la ciudad, con una capacidad promedio de conducción de 632 l.p.s.

Actualmente se ha construido en forma provisional el Colector Progreso de 76 cm. de diámetro, que conduce las aportaciones del sector noroeste de la ciudad, mismo que tendrá su interconexión con la construcción a mediano plazo a través del Colector Aeropuerto. (ver plano II-3)

COLECTOR CENTRAL:

El Colector Central inicia algunas de sus ramificaciones en el bulevar Fco. Kino y bulevar Gómez Farías, con diámetro de 61 y 76 cm, recorriendo el bulevar Luis Encinas hasta conectarse al Colector General Poniente, con diámetro de 122 cm. La capacidad promedio de conducción es de 2150 l.p.s., éste a su vez sigue su recorrido hasta el canal de aguas negras.

Fue construido como interceptor de los colectores y subcolectores existentes en sentido norte - sur, que originalmente descargaban al colector (existente) Ranchito en el Vado del Río, provocando una gran sobrecarga, y por ende derrames continuos con las consecuentes molestias y malos olores de los moradores en el sector centro - poniente de la ciudad. (ver plano II-3)

COLECTOR YUCATÁN:

El Colector Yucatán empieza sobre la calle Sahuaripa esquina con bulevar Coósio, siguiendo su recorrido por este bulevar hasta conectarse al Colector General Poniente. Este colector de 91 cm. de diámetro, de reciente construcción, se propuso al igual que el Colector Central, para interceptar los subcolectores y colectores ubicados en la franja sur al propio Colector Central.

A la fecha se ha construido hasta la calle Sahuaripa, donde intercepta al colector del mismo nombre, así como también se encuentra construido en el tramo

material de concreto. Su capacidad máxima de conducción una vez concluido se estima en 1100 l.p.s., suficiente para conducir en su totalidad la franja centro de la ciudad.(ver plano II-3)

COLECTOR ORIENTE:

El Colector Oriente con diámetro de 38, 45, 61 y 76 cm que recolecta las aguas negras del sector San Luis, al igual que el Colector Ranchito que parte de él, recolecta sus aguas residuales del sector Ranchito, tiene el mismo recorrido y se interceptan ambos colectores sobre el Colector Principal, empezando éste sobre el Periférico Oriente esquina con el boulevard Luis Ericinas. Fue construido para auxiliar al ya existente colector Ranchito, el cual por encontrarse ubicado dentro del vaso de la presa, provocaba grandes derrames de aguas negras en los interiores de las viviendas aguas abajo, específicamente en la colonia Ranchito, Los naranjos, San Juan y Hacienda de la flor.

Por otro lado, la capacidad de conducción del colector Ranchito era insuficiente para recolectar las aportaciones de la colonia San Luis, y lo que actualmente se conoce como la colonia Café Combate.

La capacidad de conducción del colector oriente se estima en 890 l.p.s. a tubo lleno, suficiente para el sector oriente de la ciudad. (ver plano II-3)

COLECTOR PRINCIPAL:

Con la creación del área comercial y de servicios denominada Proyecto Río Sonora Hermosillo siglo XXI, a lo largo del Vado Río Sonora, se determinó la construcción del colector principal con diámetros de 76, 91, 107, 122, 152 y 176 cm, para eliminar el ya saturado Colector Ranchito e interceptar lo que es del Colector Sur.

Este colector denominado Principal, da inicio al poniente del parque recreativo La Saucedá, siguiendo a lo largo del bulevar Paseo Río Sonora hasta los límites del terreno del Mezquital del Oro, donde descarga las aguas al emisor general.

Su construcción vino a favorecer el rápido desalojo de los colectores del sector

conducción máxima de 4200 l.p.s., trabajando en la actualidad aproximadamente a un 34 % de su capacidad, fue construido con material de concreto reforzado. (ver plano II-3)

COLECTOR GENERAL PONIENTE:

El Colector General Poniente, inicia desde el norponiente de la ciudad recolectando una parte que por su topografía descarga en el mismo, dentro de su recorridos se interceptan los colectores Central y Yucatan denominandose como colector de máxima capacidad, hasta llegar a su culminación este como emisor a cielo abierto. (ver plano II-3)

COLECTOR SUR:

El Colector Sur se ubica a lo largo del Periférico Sur, desde la zona industrial de la carretera a Sahuaripa, siguiendo hacia el Poniente hasta la calle Francisco Villa en el Palo Verde, para continuar por ésta al Poniente. Después cruza hacia el norte hasta la altura del canal de Villa de Seris, para seguir por el lado sureste al poniente hasta su conexión principal con el Colector Principal en el Vado del Río. Este colector fue construido para recibir las aportaciones de la zona habitacional del sur de la ciudad, principalmente de la zona cuyas descargas se encontraban contaminando con desechos industriales las aguas de la presa Abelardo L. Rodríguez. Tomando en cuenta que la topografía existente en el sector industrial no permitía conducir las aguas residuales por gravedad, se decidió proyectar y construir lo que ahora se denomina cárcamo de bombeo de aguas negras sur, ubicado en los terrenos del frigorífico, bombeando continuamente las aportaciones hasta llegar al inicio del colector en el Periférico Sur.

Actualmente aportan a este colector, los colectores Industrial, Marginal, las Lomas y la Colorada, por lo que su capacidad de conducción se encuentra rebasada en varios tramos de su recorrido.

Fue construido con concreto en el trayecto que trabaja por gravedad con diámetros de 61,76,91,107 y 122 cm; con asbesto-cemento de 76 cm de diámetro

en el tramo de presión por bombeo, también con un tramo, rehabilitado por problemas de erosión, con tubería de polietileno de 122 cm de diámetro, contando con una capacidad de conducción estimada de 1580 l.p.s. (ver plano II-3)

24 COMENTARIOS SOBRESALIENTES

El diseño del Sistema de Alcantarillado está fundamentalmente condicionado por la estructura de la mancha urbana, la que se desarrolla en dos zonas: la parte Norte y la Sur localizadas en la margen Sur y Norte del Vado del Río Sonora.

La topografía de ambas partes resultantes que confluyen en la zona del Vado, al Poniente de la cortina de La Presa Abelardo L. Rodríguez; por esta razón, los colectores dirigen sus aportaciones en dirección Sur o Norte, según sean las zonas que atraviesan.

A partir del punto de descarga de ambos emisores, el flujo sigue la pendiente del Vado del Río, en un canal a cielo abierto, que termina uniéndose al cauce (ya seco por las extracciones aguas arriba) del canal del Riego de Villa de Seris, continuando hacia el suroeste, por la pendiente del Vado del Río Sonora. Se estima que aguas abajo este caudal es usado como agua de riego.

Esto nos lleva a la necesidad de utilizar el Tratamiento de las Aguas Residuales, para de esta forma aprovechar el agua residual que se desperdicia, utilizándola para riego de áreas verdes.

Acciones por realizar:

- La rehabilitación del Sistema de Alcantarillado en las zonas más antiguas de la ciudad, como la Central, parte de la zona Sur y la zona Oriente, principalmente en las colonias de mayor antigüedad.
- Proyecto ejecutivo para las zonas de ampliación que contemple el alivio de las estructuras saturadas en la actualidad y mediano plazo.
- Proyecto ejecutivo, acorde al anterior, de la Planta o Plantas de Tratamientos de Aguas Residuales, que en la actualidad se está empezando a dar a conocer.

DISPOSICIÓN DE AGUAS NEGRAS

3.1 COMPONENTES.

3.1.1. - RED DE ATARJEAS

La red de atarjeas tiene por objeto recolectar y transportar las descargas de aguas negras domésticas, comerciales e industriales, para conducir los caudales acumulados hacia los colectores o emisores.

La red esta constituida por un conjunto de tuberías por las que circulan las aguas negras. 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 las mayores secciones en los tramos finales de la red y 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.

A continuación se tienen las atarjeas, localizadas generalmente al centro de las calles, las cuales van recogiendo las aportaciones de los albañales. El diámetro mínimo que se utiliza en la red de atarjeas 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.

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. Las uniones de la red de atarjeas con los pozos de visita deben ser herméticas.

... se debe localizar en todos los giros, cambios de dirección, pendiente, diámetro y para dividir tramos que exceden la máxima longitud recomendada para las maniobras de limpieza y ventilación.

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 con 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.

Definiciones ver en (anexos.A).

3.1.2. - MODELOS DE CONFIGURACIÓN DE ATARJEAS

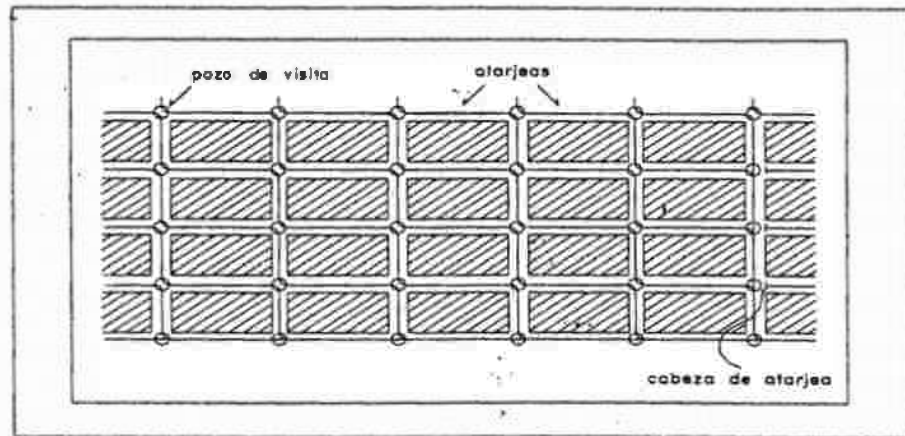
El trazo de atarjeas generalmente se realiza coincidiendo con el eje longitudinal de cada calle. Los trazos más usuales se pueden agrupar en forma general en los siguientes tipos:

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 1.*

Las ventajas de utilizar este tipo de trazo son: reducir el número de cabezas de atarjeas y permitir un mayor desarrollo de las atarjeas, incrementando el número de descargas para facilitar que los conductos adquieran un régimen hidráulico establecido, logrando con ello aprovechar adecuadamente la capacidad de cada uno de los conductos. Sin embargo, la dificultad que existe en su utilización es que el trazo requiere de terrenos con pendientes bajas más o menos estables y definidas.

FIGURA 1. TRAZO DE LA RED DE ATARJEAS EN BAYONETA



Trazo en peine

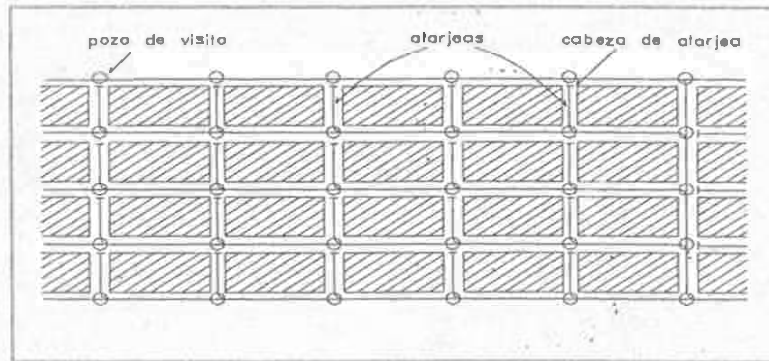
Es el trazo que se forma cuando existen varias atarjeas con tendencias al paralelismo, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea, descargando su contenido en una tubería común de mayor diámetro, perpendicular a ellas. ver *Figura 2*.

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

- ◆ **Ventajas:**
 - ◆ Se garantizan aportaciones rápidas y directas de la cabeza 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 aquéllas trabajan por debajo de su capacidad, ocasionando que se desaproveche parte de dicha capacidad.
 - ◆ En muchas ocasiones, como las atarjeas iniciales van poco profundas a fin de que puedan descargar al conducto perpendicular común de diámetro

mayor, se requiere de gran cantidad de pozos con caída adosada para cada una de estas atarjeas, lo cual eleva el costo de la construcción.

FIGURA 2. TRAZO DE LA RED DE ATARJEAS EN PEINE

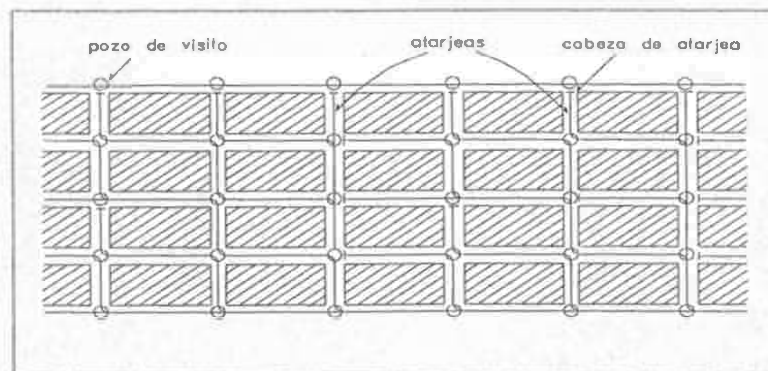


Trazo combinado

Corresponde a una combinación de los dos trazos anteriores y a trazos particulares obligados por los accidentes topográficos de la zona. ver *Figura 3*.

Aunque cada tipo de trazo tiene sus 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 de trazo, pues depende fundamentalmente de las condiciones topográficas del sitio en estudio.

FIGURA 3. TRAZO DE LA RED DE ATARJEAS COMBINADO



COLECTORES, INTERCEPTORES Y EMISORES

Por razones de economía los colectores, interceptores y emisores deben tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural.

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

- Elevar las aguas negras de un conducto profundo a otro más superficial, cuando constructivamente no es económico continuar con las profundidades resultantes.
- Pasar las aguas negras de una zona de drenaje a otra.
- Entregar las aguas negras a una planta de tratamiento o a una estructura de descarga, por condiciones que así lo requieran.

Definiciones ver (anexos.A).

3.1.4 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 las principales tuberías lo cual fundamentalmente depende de:

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

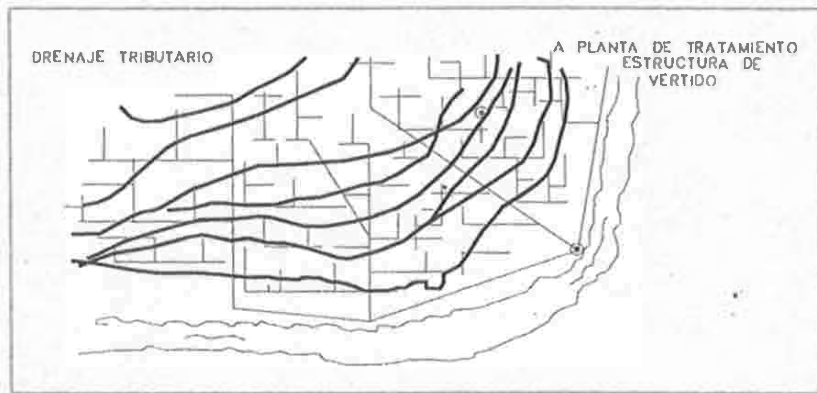
En todos los casos deben realizarse los análisis de alternativas que se requieran, tanto para definir los sitios y números de bombeos a proyectar, como el número de plantas de tratamiento y sitios de vertido, con el objeto de asegurar el proyecto de la alternativa técnico-económica más adecuada.

Modelo perpendicular.

En el caso de una comunidad a lo largo de una corriente, con el terreno inclinándose suavemente hacia ésta, la mejor forma de recolectar las aguas residuales se logra colocando tuberías perpendiculares a la corriente. *ver Figura 4.*

Adicionalmente debe analizarse la conveniencia de conectar los colectores con un interceptor paralelo a la corriente, para tener el menor número de descargas.

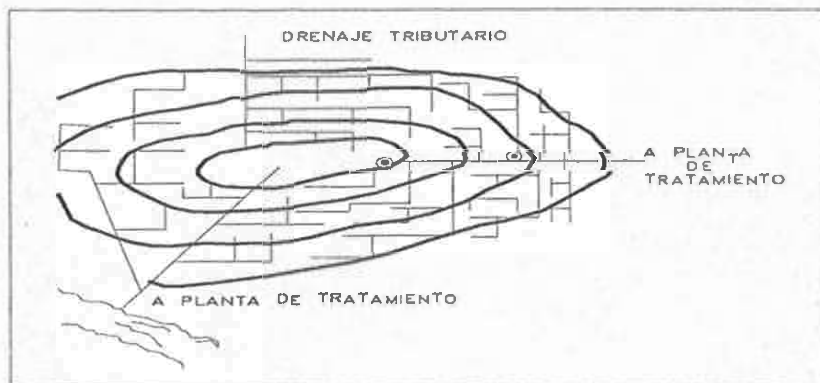
FIGURA 4. MODELO PERPENDICULAR



Modelo radial.

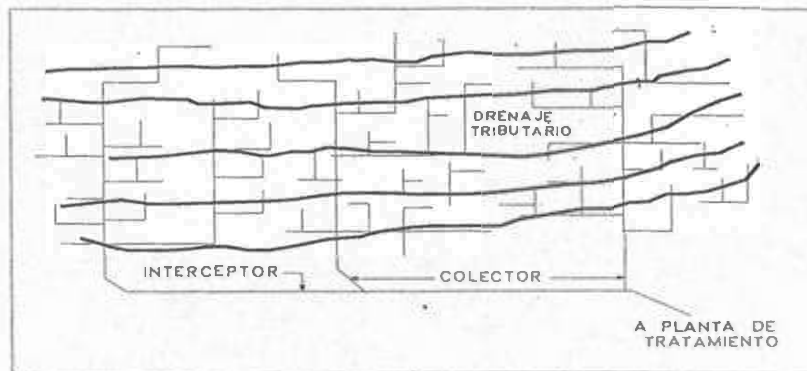
En este modelo las aguas residuales fluyen hacia fuera de la localidad, en forma radial a través de colectores. *ver Figura 5.*

FIGURA 5. MODELO RADIAL



Este tipo de modelo se emplea para recolectar aguas residuales en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas, sin grandes desniveles y cuyas tuberías principales (colectores) se conectan a una tubería mayor (interceptor), que es la encargada de transportar las aguas residuales hasta la planta de tratamiento. ver *Figura 6*.

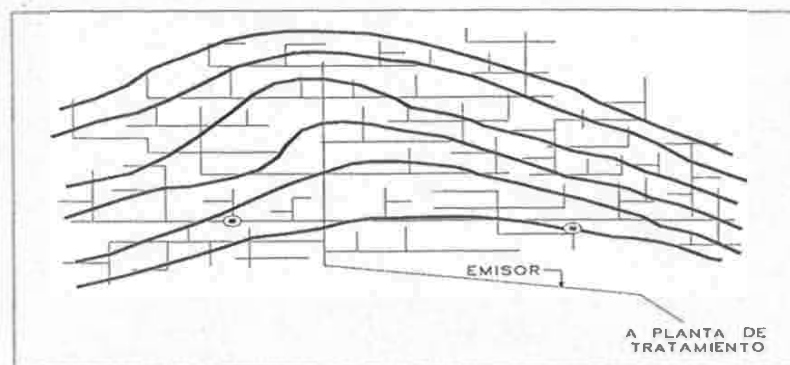
FIGURA 6. MODELO POR INTERCEPTORES



Modelo de abanico.

Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle, se pueden utilizar las líneas convergentes hacia una tubería principal (colector) localizada en el interior de la localidad, originando una sola tubería de descarga. ver *Figura 7*.

FIGURA 7. MODELO EN ABANICO



3.2 FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO DE LA RED.

3.2.1 PARA REDES DE ATARJEAS.

- **TOPOGRAFIA**

La circulación del agua en las tuberías debe tender a ser por gravedad, dependiendo del diseño de la red, de la correcta ubicación de colectores y emisores, así como de las pendientes que puedan obtenerse de acuerdo con la topografía de la localidad.

Para lo anterior es necesario basarse en un plano topográfico actualizado, con información producto de nivelación directa, ya sea curva de nivel equidistante a cada metro o elevaciones en cruces y puntos notables.

Se requiere también de un plano predial o de uso del suelo, en el que se localicen las zonas de jardines, espacios abiertos, lugares notables, las distintas zonas urbanas, comerciales e industriales con sus densidades de población y de ocupación actual. También planos de pavimentos y banquetas, anotando su tipo y su estado de conservación, además de indicar la profundidad del nivel freático, la clasificación del terreno en porcentajes del tipo de material y, en su caso, localización de los sondeos efectuados.

Si el proyecto por desarrollar se refiere a ampliaciones o rehabilitación de una red existente, debe contarse con un plano de la red que indique la longitud de los tramos, elevaciones del terreno y plantillas en los pozos de visita, de los tubos de entrada y salida así como de los puntos notables; tipo, secciones de los conductos y estado de conservación; sus accesorios, la descarga actual y uso de las aguas negras.

Se deben obtener datos de las áreas con servicio actual de agua potable y de las futuras ampliaciones con su programa de construcción; así como de las

densidades de población y dotaciones para cada una de las etapas de proyecto que se tengan consideradas.

- **CÁLCULO DE GASTOS**

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

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 equivale a un porcentaje de la dotación de agua potable, el cual se obtiene a partir de mediciones en la localidad correspondiente. En el cálculo de la aportación se debe considerar la dotación de agua potable en función de los diferentes usos del suelo, sean comercial, industrial, domésticos popular, medio y residencial. (Ver *Especificaciones en (anexos. C)*)

El gasto mínimo generalmente se considera como la mitad del gasto medio; sin embargo, para los tramos iniciales de la red y cuando se tengan pendientes muy pequeñas o muy grandes, se acepta como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas negras, la descarga de uno o de varios excusados. Lo anterior asegura cumplir con la velocidad mínima para pendientes muy pequeñas y con el tirante mínimo para pendientes muy grandes, considerando el menor gasto probable de descarga.

Con este gasto mínimo, se revisa que la velocidad de flujo en un tramo de tubería sea mayor o igual a la mínima permisible.

El gasto máximo instantáneo resulta de la multiplicación del gasto medio por el coeficiente de variación de Harmon, que está en función de la población acumulada para el tramo considerado.

por un coeficiente de seguridad, que puede ser igual a 1.5 en el caso de rehabilitaciones a una red existente o igual a 1.0 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.

Con el gasto máximo extraordinario, se realiza el diseño hidráulico de cada tramo de la red de atarjeas y se revisa que la velocidad de flujo sea menor o igual a la máxima permisible.

- *DISEÑO HIDRÁULICO*

Con los datos topográficos y el plano predial o de uso del suelo, se procede a definir las áreas de la población que requieren proyecto y las etapas de construcción, inmediata y futura, basándose en el proyecto de distribución de agua potable y los requerimientos propios del proyecto de la red de alcantarillado sanitario.

Se hace una revisión detallada de la red existente, de la que se eligen las tuberías aprovechables por su buen estado de conservación y reunir los requisitos de capacidad necesaria, las que se toman en cuenta como parte del proyecto, así como modificando o reforzando los tramos que lo requieran.

El primer paso del proyecto consiste en efectuar el trazo de la red de atarjeas, en combinación con los trazos definidos para los colectores y emisores. Se deben analizar las alternativas de trazo y combinaciones que sean necesarias, de acuerdo a las condiciones particulares de la zona que se estudie, con objeto de asegurar la selección de la mejor combinación técnica y económica.

Los pasos subsecuentes del proyecto son el cálculo de la pendiente y elevaciones de plantilla para todos y cada uno de los tramos de tubería, la selección del tipo

de tubería por utilizar (en función del análisis técnico-económico que plantee la solución de mínimo costo), y el cálculo de los diámetros.

Las profundidades de instalación de las atarjeas quedan definidas por:

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

La profundidad mínima la determinan el colchón mínimo necesario para la debida protección de la tubería y la seguridad de permitir que se conecten los albañales domiciliarios, por lo que se debe tomar muy en cuenta la infraestructura existente.

El colchón mínimo necesario para evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas es de:

- 0.9 m para tuberías con diámetro de hasta 45 cm
- 1.0 m para tuberías mayores de 45 cm y hasta 122 cm de diámetro
- 1.3 m para tuberías mayores de 122 cm y hasta 183 cm de diámetro
- 1.5 m para tuberías mayores de 183 cm de diámetro

Para permitir la correcta conexión de los albañales se acepta que el albañal tenga como mínimo una pendiente de 1% y que el registro interior más próximo al paramento del predio tenga una profundidad mínima de 60 cm.

comparativo entre el costo de instalación del conducto principal con sus albañales correspondientes, y el de la atarjea o atarjeas laterales (madrinas), incluyendo los albañales respectivos, no obstante, la experiencia ha demostrado que entre 3 y 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 o madrinan.

El diseño hidráulico de una red de atarjeas se realiza tramo por tramo, iniciando en las cabezas de atarjeas y finalizando en la entrega a los colectores o emisores.

Es conveniente calcular en forma aproximada las pendientes gobernadoras entre determinados puntos críticos motivados por condiciones topográficas, cruces con accidentes naturales, cruces con obras de otros servicios y probables conexiones con tuberías existentes, entre otros.

El cálculo de las pendientes y elevaciones de plantilla que se lleva a cabo tramo por tramo, depende del debido aprovechamiento de los desniveles topográficos y de ser posible conseguir que las pendientes de la tubería sean semejantes a las del terreno.

La elección de la pendiente se hace en forma tal que la tubería satisfaga con el menor diámetro, la capacidad de conducción requerida sin exceder los límites de profundidad mínima, pendientes y velocidades máxima y mínima.

Debe seleccionarse el diámetro de las tuberías de manera que su capacidad sea tal, que a gasto máximo extraordinario, el agua escurra sin presión a tubo lleno y con un tirante para gasto mínimo que permita arrastrar las partículas sólidas en suspensión, debiendo como mínimo alcanzar ese tirante el valor de 1.0 cm en casos de fuertes pendientes y en casos normales el de 1.5 cm.

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

La expresión algebraica de la fórmula de Manning es:

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

Donde:

V = velocidad media de flujo, en m/s

n = coeficiente de rugosidad

R = radio hidráulico, en mts

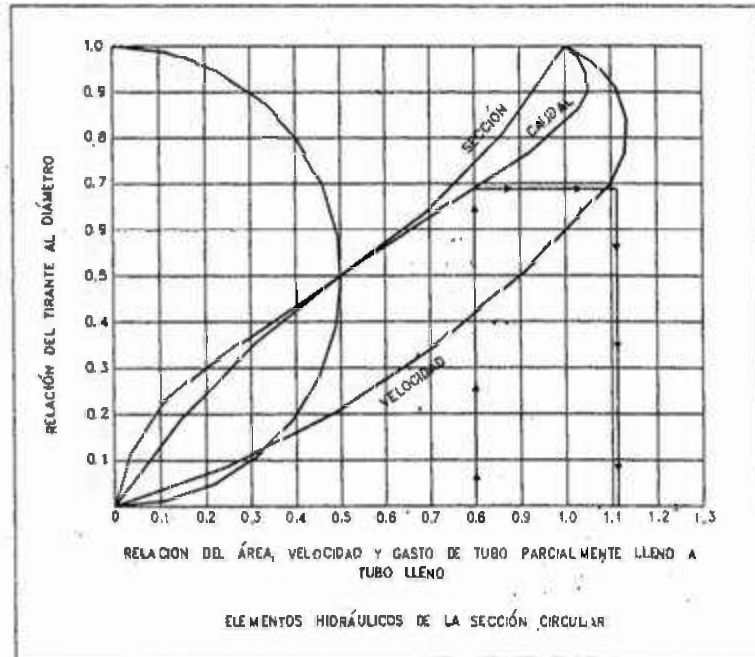
S = pendiente de fricción (pérdida de carga unitaria, en m/m)

Para un tramo dado, se calculan los gastos de aguas negras: el medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario, como ya se mencionó.

Considerando la topografía, la infraestructura existente las características particulares de cada tramo, se propone una pendiente para la tubería. Con el valor del gasto máximo extraordinario de cada tramo y su pendiente, se propone un diámetro, el que no debe ser menor al del tramo anterior.

Aplicando la fórmula de Manning se obtiene la velocidad a tubo lleno y con ésta el gasto a tubo lleno. Si este gasto es menor al máximo extraordinario se propone un diámetro mayor; si es igual o mayor, se continúa el cálculo. Se obtienen los tirantes y las velocidades reales de flujo en el tramo utilizando la gráfica para tubos parcialmente llenos (*Tabla 8*). La velocidad máxima de flujo corresponde al gasto máximo extraordinario, la mínima de flujo corresponde al gasto mínimo; se comparan estos tirantes y velocidades con los límites permitidos, si cumplen con ellos, el diámetro y la pendiente propuestos son adecuados. El cálculo se continúa con el siguiente tramo.

TABLA 8.



3.2.2 PARA COLECTORES

- **TOPOGRAFÍA**

La circulación del agua en las tuberías debe tender a ser por gravedad, dependiendo de la correcta ubicación de colectores, interceptores, emisores y de las pendientes que puedan obtenerse de acuerdo a la topografía de la zona.

Para lo anterior es necesario basarse en un plano topográfico actualizado, dibujado a escala 1:2000 con información producto de nivelación directa, ya sea curvas de nivel equidistantes a cada metro o elevaciones en cruceros y puntos notables.

Se requiere también un plano de pavimentos y banquetas, anotando su calidad y estado de conservación, además de indicar la profundidad del nivel freático, la clasificación del terreno en porcentajes del tipo de material y, en su caso, localización de los sondeos efectuados.

tubería principal (colectores, interceptores, y emisores), debe contarse con un plano que indique la longitud de los tramos, elevaciones del terreno, plantillas en los pozos de visita y puntos notables; tipo de secciones de los conductos y estado de conservación; sus accesorios, la descarga actual y uso de las aguas negras.

Se deben obtener datos de las áreas servidas actuales, de proyectos inmediatos y futuros, determinados por el desarrollo de la población.

- *CÁLCULO DE GASTOS*

Para los colectores e interceptores, los gastos de diseño se calculan como se indica en la sección correspondiente. (*cálculo de gastos de capítulo 3.2.1*)

Para un emisor, el gasto de diseño es igual al caudal de agua captado por la red de atarjeas que aporte a dicho emisor y lo recibe a través de colectores o interceptores.

- *DISEÑO HIDRÁULICO*

Basándose en información topográfica, deben definirse las mejores rutas del trazo de los colectores, interceptores y emisores; considerando la conveniencia técnico-económica de contar con uno o varios sitios de descarga, con sus correspondientes plantas de tratamiento.

El primer paso del proyecto consiste en efectuar el trazo de emisores, interceptores y colectores, del que conviene hacer alternativas y elegir la más económica dentro de un óptimo funcionamiento.

En los casos en que se cuente tubería existente, se hace una revisión detallada eligiendo los tramos aprovechables por su buen estado de conservación y por reunir los requisitos de capacidad necesaria, los que se tomarán en cuenta en el

... como parte de él, modificando o reforzando la tubería que lo requiera.

Los resultados anteriores se utilizan para analizar la red de atarjeas y en caso necesario se modifica o adiciona otra alternativa hasta que el conjunto red de atarjeas-colectores, interceptores y emisores-tratamiento presente la mejor solución técnica y económica.

Los pasos subsecuentes del proyecto son el cálculo de la pendiente y elevaciones de la plantilla para todos y cada uno de los tramos de tubería, la selección del tipo de tubería por utilizar (en función del análisis técnico económico que plantee la solución de mínimo costo) y el cálculo de los diámetros.

Las profundidades de instalación de los colectores, interceptores y emisores, quedan definidas por:

- Las cotas de la red de atarjeas en sus puntos de entrega (existentes y de proyecto).
- La topografía.
- El trazo.
- Los colchones mínimos.
- Las pendientes de proyecto.
- La existencia de conductos de otros servicios.
- La economía de las excavaciones.
- La resistencia de las tuberías a cargas exteriores.

El colchón mínimo necesario para evitar rupturas del conducto se indica en la sección de *(cálculo de gastos del capítulo 3.2.1.)*

La profundidad máxima se debe determinar mediante un estudio económico comparativo entre el costo de instalación del conducto principal trabajando a gravedad o utilizando un bombeo para disminuir dicha profundidad.

determinados puntos críticos motivados por condiciones topográficas, cruces con accidentes naturales, cruces con obras de otros servicios y probables conexiones con tuberías existentes, entre otros.

El cálculo de las pendientes y elevaciones de plantilla que se lleva a cabo tramo por tramo, depende del debido aprovechamiento de los desniveles topográficos y, de ser posible, conseguir que las pendientes de las tuberías sean semejantes a las del terreno.

La selección de la pendiente se hace en forma tal que la tubería satisfaga, con el menor diámetro, la capacidad de conducción requerida sin exceder los límites de profundidad mínima, pendientes y velocidades máxima y mínima.

3.2.3 PARA COLECTORES E INTERCEPTORES

El diseño hidráulico de los colectores e interceptores se lleva a cabo en forma análoga al de la red de atarjeas.

Emisores

Los emisores tienen por objeto conducir el caudal de aguas negras, de la red de alcantarillado a la planta de tratamiento y de la planta de tratamiento al sitio de vertido final. Pueden trabajar por gravedad o por presión, dependiendo de las condiciones particulares del proyecto.

Los emisores se diseñan para el gasto máximo extraordinario de proyecto, en el tramo de la red a la planta de tratamiento, y para el gasto de producción de tratamiento, en el tramo de la planta al vertido final.

Los emisores pueden ser canales a cielo abierto cuando transportan los caudales ya tratados.

En el proyecto de sistemas de alcantarillado se procurará que la descarga del emisor al cuerpo receptor definido, sea libre y que funcione por gravedad. Generalmente, el emisor está formado por tuberías con pozos de visita para su inspección y limpieza, localizados en todos los cambios de dirección, de pendiente y en los tramos rectos a las distancias especificadas en la sección de *especificaciones en anexos .C*

Se considera que el conducto trabaja en régimen hidráulico establecido y que en todos los casos el movimiento es uniforme.

En el tramo entre la planta de tratamiento y la descarga, el conducto puede ser cerrado o un canal a cielo abierto. El costo del emisor debe justificar la elección de uno u otro, dependiendo del estudio económico que se elabore y de las condiciones locales como el tipo de terreno, pendiente y profundidad obligada del emisor, localización en zona de crecimiento futuro, etc.

En el caso de que el espejo del agua del cuerpo receptor tenga variaciones tales que su nivel máximo tienda a producir un remanso en el emisor, se debe revisar la longitud de influencia de éste para que no se vean afectadas las estructuras aguas arriba.

Debe seleccionarse el diámetro de las tuberías de manera que su capacidad sea tal, que a gasto máximo extraordinario el agua escurra sin presión a tubo lleno y con un tirante para gasto mínimo que permita arrastrar las partículas sólidas en suspensión, debiendo como mínimo alcanzar ese tirante el valor de 1.0 cm. en casos de fuertes pendientes y en casos normales el de 1.5 cm.

Se emplea la fórmula de Manning para calcular la velocidad del agua en las tuberías cuando trabajen llenas, utilizando además las relaciones hidráulicas y

geométricas de esos conductos, al operar parcialmente llenos (sección: *diseño hidráulico, capítulo 3.2.1*).

Cuando la topografía no permite que el emisor sea por 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 emisor por bombeo.

La estación de bombeo se utiliza cuando se requiere elevar el caudal de un tramo de emisor por 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 de la estructura de descarga.

Cuando la tubería trabaje a presión, el cálculo hidráulico de la línea consistirá en utilizar la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta por ser muy pequeñas. En el cálculo hidráulico se emplea la fórmula de Darcy-Weisbach.

Cuando la topografía es accidentada se deben localizar las válvulas combinadas de admisión y expulsión con eliminadora de aire, en los sitios más elevados del conducto; cuando la topografía es más o menos plana, se deben localizar en puntos situados a cada kilómetro como máximo y además en los puntos más altos del conducto.

El diámetro de las válvulas de aire se debe determinar en función del gasto de conducción y de la presión, o utilizando nomogramas que para tal fin tienen los

fabricantes. Se recomienda especificar en el proyecto que las válvulas en este caso son para manejo de aguas residuales.

En toda la línea de la conducción por bombeo se hace el estudio del diámetro más económico, determinando el costo total de operación anual para varias alternativas de diámetros y tipos de materiales, cuyo valor mínimo debe ser el que fije el diámetro más económico.

Para protección de los equipos de bombeo y de la tubería de la conducción contra los efectos del golpe de ariete, se pueden utilizar válvulas aliviadoras de presión, cámaras de aire o algún otro dispositivo de protección, especificando que sean para aguas residuales.

CAPITULO IV

JUSTIFICACIÓN DE PROYECTO (COLECTOR LIBERTAD MINITAS)

4.1 ANTECEDENTES

Dado el incremento de los servicios de agua potable en el sector sur de la ciudad y la capacidad limitada, tanto de las fuentes actuales de abastecimiento como de la infraestructura existente para el desalojo de las aguas negras, se ha generado un freno para la construcción de viviendas. Este panorama nos obliga a buscar conjuntamente con las autoridades locales soluciones que resuelvan esta situación de manera integral.

De la anterior, con motivo de la planeación y proyección de los desarrollos, así como los asentamientos del sur y suroeste de la ciudad, los que demandan el servicio de descarga de las aportaciones de aguas negras, para resolver el problema que significa la necesidad de desalojo de las aguas negras generadas por los asentamientos ubicados en esta de la ciudad. Además, algunos de los desarrollos que no cuentan con un punto de conexión factible en el sector.

Por lo anterior se llevo a cabo un estudio de esta importante área dando por resultado la propuesta del Colector Libertad-Minitas.

Existe en la zona sur de la ciudad, un total de 25,806 lotes a desarrollar (considerando lotes proyecto y existentes), de los cuales 17,424 lotes corresponden al fraccionamiento Altares, y el resto, 8,382 lotes, son de colonias populares asentadas en ese sector, además de los futuros desarrollos no contemplados dentro del proyecto, pero con una capacidad suficiente para abastecer más lotes según la capacidad del colector. Lo anterior se explicará de una manera más detallada en el capítulo VI.1.

La zona que a nosotros nos interesa es la sur, para la cual se propone la construcción del Colector Libertad Minitas, que vendrá a dar servicio a esta subárea del sector mencionado.

4.2 INFRAESTRUCTURA EXISTENTE

Existe en el sector Sur de la ciudad un sistema de alcantarillado de aguas residuales, que comprende las redes de atarjea y subcolectores de las diferentes colonias y fraccionamientos, teniendo como su principal conductor lo que es el Colector Sur, con diámetros de 61,76,91,107 y 122 cm. Incluyendo un rebombear de aguas residuales provenientes del Parque Industrial de Hermosillo.

A ese Colector Sur descargan los subcolectores de las colonias Palo Verde, Emiliano Zapata, Cuauhtémoc, Valle del Marquez, Perisur, Las Lomas. Así mismo, descarga el Colector la Colorada con las aportaciones de los fraccionamientos Nuevo Hermosillo, Renacimiento, Terranova y actualmente las viviendas construidas del Fraccionamiento Altares.

Este Colector Sur se ubica a lo largo del Periférico Sur, desde el entronque de la carretera a la Colorada y salida a Mazatán, siguiendo hacia el poniente hasta la calle Francisco Villa en el Palo Verde, para seguir por ésta al poniente. Después, cruza hacia al norte hasta la altura del canal de Villa de Seris, para seguir por el lado poniente hasta su conexión con el Colector Principal en el Vado del Río.

En cuanto a descargas de Aportación:

1'. - Considerando las viviendas que por topografía entran en la conexión factible del Colector Libertad Minutas, actualmente las 1,500 viviendas (12.50%) construidas de las 12,000 (100%) del Desarrollo Altares y 1,300 viviendas del Fraccionamiento Valle del Marquez, están descargando en el Colector la Colorada, en un punto de conexión ubicado al norte del Fraccionamiento Cuauhtemoc, sobre la calle Templo Tepoztlán y calle Ferrocarrileros, donde este colector a su vez descarga, como se mencionó anteriormente, al Colector Sur, haciendo conexión en él sobre la carretera a Guaymas esquina con Bulevar Vildósola.

¹ VER PLANOS IX-1,IX-2,IX-3. (ANEXOS)

- 2¹ - Otra conexión ya existente sobre la parte construida del Colector Libertad Minitas, sin funcionamiento es en el cadenamiento 2 + 491 siguiendo un recorrido sobre el mismo colector de 1080 mts llegando hasta llegar al cadenamiento 3 + 571, donde en este punto se desvían esas aportaciones hacia el subcolector Palo Verde de 45 cm diámetro, los Fraccionamientos Casa Linda con 390 viviendas construidas en una primera etapa y en una segunda etapa de 417 viviendas no construidas, además de 240 viviendas del Fraccionamiento Costa del Sol construido y 100 viviendas para una segunda etapa, y un sector popular denominado López Mateos de 798 viviendas subdivididas en áreas, que cuenta con aproximadamente el 30 % de lotes con familias habitadas y sin el servicio de la red de drenaje. Sin considerar a futuro las 1,560 viviendas de proyecto del Fraccionamiento Alcatraces.
- 3¹ - Otra conexión ya en funcionamiento aprovechado lo existente del Colector Libertad Minitas es la del Colector Tirocapes que recolecta actualmente las aportaciones de 885 viviendas de colonias populares, entre ella la colonia Tirocapes, Minitas Palo Verde, Morelos. Esto se puede observar en el *capítulo V.1.2*, en la sección de población de proyectos.
- 4¹ - Otro Colector beneficiado sobre el Colector Libertad Minitas en funcionamiento es el Colector Paseo San Ángel, que actualmente se interceptan a 500 viviendas, de las 1,417 de proyecto.

Un sector crítico son los puntos antes mencionados 1 y 2 de este mismo capítulo, ya que no cuentan con un punto de conexión por motivo de la obra faltante que es el 82.13 % de los beneficiados del proyecto general del Colector Libertad Minitas. En la propuesta y justificación del proyecto (*capítulo IV.4*) en la *Tabla 2* se mencionará de manera más completa.

¹ VER PLANOS IX-1, IX-2, IX-3. (ANEXOS)

4.3 DESARROLLO DEL COLECTOR

El trazo del colector con 10,450.50 m de obra total, considerando los 7,106 m existentes y los 3,344.50 m de proyecto que es lo que se tiene en proceso de desarrollo, el cual iniciará realmente en la continuación del proyecto del Desarrollo Altares en la calle Templo de Mitla y Calpulli en el sector Norte del Fraccionamiento Cuahutémoc, continuará con tubería de 76 cm tomando en cuenta los datos obtenidos del cálculo del Colector. Donde se tendrá la primera aportación² con el Fraccionamiento Altares que representa el 80.125 % de las viviendas que equivale a 9,615 viviendas de su totalidad ya que el resto se conducirá por la parte Sur sobre la Carretera Internacional a Guaymas y Blvd. Libertad, sobre el cadenamiento 1 + 469.

Este hará su recorrido de 1,469 con tubería de 76 cm de proyecto hasta recibir la segunda aportación² en el cruce de la carretera Internacional a Guaymas y bulevar Libertad, con 2,385 viviendas siendo ésta el resto del Desarrollo Altares, en este lugar se continuará con el mismo diámetro, realizando el cruce de la carretera Internacional No.15 Hermosillo Guaymas (Km 252 + 027) ver detalle en *(Plano IV-1)* el cual el tramo del cruce no se ha construido.

Continuara su recorrido de 1,022 m con tubería de 76 cm hasta recibir su tercera aportación² sobre el (KM 2+491) recibiendo la aportación del Colector Casa Linda con 3,505 viviendas, teniéndose instalados mas adelante 1,080 m de tubería de concreto reforzado que se habían instalado cuando se hizo el Fraccionamiento Casa Linda y Costa del Sol llegando hasta la calle Tuna Colorada en el cadenamiento 3 + 571 donde seguiremos con 726 m de tubería de proyecto manteniendo el mismo diámetro hasta llegar al cadenamiento 4 + 297.00

Ya sobre el cadenamiento 4 + 297.00 recibirá su cuarta aportación² con 3,201 viviendas que representa las siguientes colonias ampliación Olivos, Lopez Mateos y Arco Iris.

² VER PLANOS IV-1, IX-1, IX-2, IX-3. (ANEXOS)

aportación con 443 viviendas de la colonia Palo Verde Indeur sobre el cadenamamiento 4 + 497.00.

Para su sexta aportación² recibirá 745 viviendas de la colonia Hermosa Provincia y Nueva Esperanza sobre el cadenamamiento 4 + 979.50.

Este continuara su trayectoria de 813 m de tubería del mismo diámetro de proyecto hasta el cadenamamiento 5 + 792.50 finalizando con lo de proyecto, en este cadenamamiento subirá hacia el Norte cruzando el bulevar Lázaro Cárdenas, siendo aproximadamente a esta altura del cadenamamiento 6 + 071.40 donde recibirá su séptima aportación² con 1,572 viviendas de la colonia San Jose de las Minitas, recorriendo 318 m del mismo diámetro hasta llegar a su octava aportación² recibiendo las aportaciones de 641 viviendas de la colonia Minitas Sección las Rosas donde este cambia de diámetro de 76 cm a 91 cm con motivo de la baja de las pendientes por las condiciones del terreno natural (*ver Tabla VI.3 del capítulo VI*), este seguirá recolectando la novena aportación² del colector ya existente llamado Tirocapes con 982 viviendas sobre el cadenamamiento 7 + 242.

Posteriormente seguirá hacia el Norte, cruzando los terrenos de siembra hasta llegar al canal de Villa de Seris el cual atravesará de manera profunda. En este mismo punto descargará su décima aportación² de aguas residuales del colector San Ángel, exactamente en el cadenamamiento 8 + 593.50, para seguir hacia el norponiente hasta llegar a su punto de conexión en el penúltimo pozo existente del Colector Principal, el cual cuenta con una profundidad de 10.50 m en donde el Colector Libertad Minitas se encuentra actualmente conectado a ejes.

² VER PLANOS IV-1, IX-1, IX-2, IX-3. (ANEXOS)

4.4 PROPUESTA Y JUSTIFICACIÓN

Este proyecto se origina debido al incremento de la población y falta de infraestructura en el sector sur de la ciudad, como consecuencia se presenta el problema de desalojo de Aguas Servidas o Aguas Residuales, debido a esto se requiere la construcción de un Sistema de Alcantarillado Sanitario para eliminar las Aguas Negras que produce y producirá, con motivo de la planeación y proyección de la zona sur, con un total de 25,806 viviendas actuales y de futuro. Considerando como nuevos asentamientos a futuro un total de 14,053 viviendas, cuya distribución se presenta en la *Tabla 1*.

TABLA .1

FRACCIONAMIENTO O COLONIA	VIVIENDAS
FRACC. CASA LINDA (II ETAPA)	417
FRACC. COSTA DEL SOL (II ETAPA)	100
FRACC. ALCATRAZES	1,560
FRACC. SAN ANGEL	917
FRACC. ALTARES	10,500
COL. LOPEZ MATEOS	559
TOTAL:	14,053 VIV.

A pesar del avance de 7,106 mts. que se tiene de la obra, que a la fecha representa el 68 % del total concluido, sólo se ha logrado beneficiar hasta el momento el 17.87 % de las 25,806 viviendas que considera el proyecto.

La distribución de las viviendas que se beneficiarán por la obra faltante del colector aparece en la *Tabla 2*.

TABLA.2

FRACC. , COLONIA O COLECTOR	VIVENDAS
COLECTOR CASA LINDA - C.DEL SOL	3505*
FRACC. ALTARES	12,000
FRACC. VALLE DEL MARQUEZ	1,300
COLONIA AMPLIACIÓN OLIVOS	1,462
COLONIA NUEVA ESPERANZA	416
COLONIA LÓPEZ MATEOS	1,197
COLONIA ARCOIRIS	542
COLONIA HERMOSA PROVINCIA	329
COLONIA PALO VERDE INDEUR	443
TOTAL:	21,194 VIV.

construida-del Colector Libertad Minutas sobre el cadenamiento 2 + 491 y éste haciendo su recorrido hasta conectarse sobre un subcolector provisional de 45 cm sobre cadenamiento 3 + 571 ubicado en la calle Tuna Colorada. Ver capítulo V donde se mencionan las viviendas desglosadas. (ver Plano IX-2).

Incluyendo las conexiones de los colectores y subcolectores existentes, los que demandan el servicio de descarga de las aportaciones de aguas negras para resolver el problema que significa la necesidad de desalojo de estas, generadas por los nuevos asentamientos ubicados en la parte sureste de la ciudad, algunos de los cuales han resuelto el problema del abastecimiento de agua potable, se propuso la elaboración del colector Libertad Minutas en ese sector.

Así mismo, el punto de inicio no lo marca la creación del Desarrollo Altares, como se mencionó anteriormente, hasta el punto de conexión de aguas negras.

Esto se originó debido a la saturación del 73.07 %³, tomando en cuenta algunos puntos de la zona sur de la ciudad actual del colector sur, que a mediano plazo no tendrá la capacidad y se saturará hasta llegar a su máxima capacidad.

En base a la propuesta, la manera en que se observa la saturación en algunos puntos del sector sur (ver Plano IV-1 al final del capítulo), se realizó un estudio de aforo en algunos puntos críticos en cuanto a topografía y tipo de tubería, midiendo tirantes en los pozos para determinar el gasto real que pasa sobre ese punto y ver las observaciones, esto con la intención de tener datos reales y apreciarlos de una mejor manera.

La forma en que se logró esta información transcurrió de la siguiente forma, se procedió a elaborar levantamientos topográficos en los puntos factibles, realizándose el aforo en el pozo en los puntos mas críticos, según la tubería existente por sus pendientes mínimas en base a la topografía del terreno.

³ PROMEDIO DE % DE TUBO DE LA TABLA 4.

Ya ubicado el pozo y obtenido el levantamiento topográfico se determinó la pendiente y se procedió a tomar el tirante, obteniéndose los siguientes datos:

En la tabla que se dará a continuación se consideró un promedio de tirantes, ya que éstos se realizaron durante 3 días intercalados, y en tres diferentes horarios, como primera etapa desde las 8:00 a.m. hasta las 10:00 a.m., como segunda etapa desde las 12:00 mediodía hasta las 14:00 hrs. y como tercera etapa, desde las 16:00 hrs hasta las 18:00 hrs. Esto se realizó en cada uno de los 9 aforos para la obtención del tirante en el campo. En el *Plano IV-1 al final del capítulo* se observara dónde se tomaron los aforos.

TABLA.3 TABLA PROMEDIO DE TIRANTES

Nº DE POZO AFORADO	UBICACIÓN	COTA DE PLANTILLA DE POZO SELECCIONADO (MTS)	COTA DE PLANTILLA DE POZO ANTERIOR	PROFUNDIDAD DE POZO AFORADO (MTS)	DIAMETRO DE LA TUBERÍA (CMS)	RUGOSIDAD (ADIMENS)	LONGITUD ENTRE POZOS (MTS)	PENDIENTE (%)	TIRANTE OBTENIDO (MTS)
1	CAMINO DEL SERI CASI ESO. CON C. PLUMA BLANCA	191.31	191.46	4.55	122	0.013	167	0.898	71
2	C. RÍO FUERTE ESQUINA CALLE SAN MARCOS.	193.22	194.26	3.95	107	0.013	173	6.011	49
3	PERIF. PTE Y BLVD. VILDOSOLA.	219.13	219.33	4.50	107	0.009	76	2.632	61
4	C. JOSÉ LÓPEZ ESQ. C. CUARTA.	201.92	202.82	2.83	45	0.013	104	8.654	20
5	C. CACTUS ESO. C. BIZNAGA.	199.84	200.12	3.40	30	0.013	129	2.17	30
6	C. CACTUS CASI ESQ. J. MARÍA.	199.12	199.15	2.75	40	0.013	40	0.75	37
7	C. JOSÉ GARCÍA ESO. CALLE JOSÉ MARÍA VALENCIA.	198.55	199.51	4.55	45	0.013	98	9.796	31
8	C. FCO. VILLA Y CALLEJÓN.	196.81	197.58	3.45	61	0.013	123.50	6.235	34
9	PERIF. PTE Y FCO. VILLA.	198.89	199.74	5.00	76	0.013	72.50	11.724	50

De acuerdo a la inspección de campo y a los tirantes obtenidos, en la *Tabla.3*. Se llevó a cabo la revisión de los aforos de la red existente para obtener el gasto a tubo lleno (l.p.s), velocidades, % de saturación esperados. Para el cálculo se utilizó el Programa de Análisis llamado FLOW MASTER, (*flow master es un programa que ayuda a los ingenieros civiles con el diseño y análisis hidráulico de tuberías, canales abiertos y más. Para realizar esto, flow master calcula gastos y presiones basado en formulas conocidas como Darcy-Weisbach, Hazen-Williams, Kutter y Manning. La flexibilidad del programa le permite escoger una variable*

desconocida, y automáticamente calcular la solución después de alimentar los parámetros conocidos. Flow master también calcula tabla de rangos, gráfica curvas y secciones transversales.) que nos dio como resultado los cálculos que se consignan en la *Tabla.4*.

TABLA.4 TABLA DE RESULTADOS DE LAS DESCARGAS REALES

No. DE AFORO	DESCARGA REAL DEL TUBO (L.P.S)	VELOCIDAD REAL DEL TUBO (M/S)	% TUBO LLENO REAL DEL TUBO	DESCARGA QUE SATISFACE EL TUBO
1	782.46	1.11	64.09	1220.97
2	956.4	2.38	42.96	2226.4
3	837.91	2.15	98.06	854.48
4	108.07	1.58	40.74	265.23
5	45.05	0.64	100	45.05
6	61.28	0.5	93	57.03
7	231.31	1.98	81.97	282.18
8	303.32	1.81	59.84	506.68
9	960.9	3.04	76.94	1248.77

PROMEDIO 73.07%

Con estos datos se puede apreciar de una manera más significativa los gastos reales, velocidades y las saturaciones en las tuberías existentes en ese sector.

De donde, analizando el Aforo 1, se puede mencionar que es un punto por donde pasa gran parte del agua residual de la zona sur, obteniéndose un gasto de 782.46 l.p.s , una velocidad permisible dentro del rango de velocidades según especificaciones (para concreto 0.30 m/s hasta 3.0 y/o 3.5 m/s considerando el diámetro del tubo) y un % a tubo lleno de saturación del 64.09 %, en un punto del Colector Sur.

Un sector del colector crítico es el Aforo 3 continuando con el recorrido del Colector Sur, con velocidades buenas (para p.v.c 0.3 m/s hasta 5.0 m/s), considerando que se encuentra con un 98.06 % de saturación según datos obtenidos reales, con esto se puede observar la incapacidad de la tubería cuyo diámetro es 76 cm. en ese sector.

Otro sector también dañado según los resultados obtenidos es el de los Subcolectores y Colectores de los aforamientos 4,5,6,7,y 8, como se demuestra

en la Tabla.4 y la ubicación de los aforos en el plano IV-1. considerando velocidades permisibles dentro del rango y apreciándose saturaciones de las tuberías que van desde el 40 % de saturación hasta el 100 % de saturación, esto debido al gasto demandado, a los diámetros insuficientes a mediano plazo y al desarrollo del mismo sector.

Con esta información obtenida del análisis realizado en algunos de los Subcolectores y Colectores y la gran demanda de la población como se observó en este capítulo y se observará en el capítulo VI siguiente, del Sector Sur de la Ciudad se trata de ver la deficiencia que actualmente tiene este sector, sin considerar los problemas actuales del recurso natural indispensable y crucial el cual hasta ahora hemos aprovechado de manera irracional.

De esta forma se trata de llegar a la justificación con referencia a nuestro trabajo.

ESTUDIO PRELIMINAR

5.1 DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

5.1.1 CONSIDERACIONES PARA DATOS DE PROYECTO

Para la obtención de los datos de proyecto se tomará en cuenta las siguientes consideraciones:

Dotación

La dotación considerada en este proyecto es de 350 l.h.d., de acuerdo a las normas que presenta S.A.H.O.P.

Aportación

El porcentaje de aportación considerado en este proyecto es de un 80% de la dotación dentro del rango por las normas oficiales de la extinta SAHOP.

Coefficiente de mayoración

El coeficiente de mayoración para la determinación del gasto máximo instantáneo, se obtuvo en base a la fórmula de Harmon, para poblaciones menores a 182,250 habitantes, según normas oficiales de la SAHOP.

Coefficiente de previsión

El coeficiente que se utilizó para este proyecto fue de 1.25 dentro del rango oficializado por la SAHOP.

Población de proyecto.

De acuerdo con el número de viviendas a descargar en el colector de proyecto, de 25,806 y tomando la densidad de población por vivienda de 4.30 habitantes según fuente de INEGI Sonora de los resultados definitivos de conteo de población y

vivienda de 1995., tendremos una población de proyecto total de 110,966 habitantes (ver sección 2.1.7).

5.1.2 DATOS DE PROYECTO

La lotificación estimada fue proporcionada por el organismo operador, quien también informó sobre las viviendas que no cuentan con el servicio de alcantarillado sanitario. A continuación se darán a conocer las viviendas beneficiadas con este proyecto:

- Viviendas beneficiadas por el Colector Libertad Minitas (algunas viviendas tienen conexiones provisionales):

COLONIA O FRACCIONAMIENTO	VIVIENDAS
DESARROLLO ALTARES	12,000
FRACC. VALLE DEL MARQUEZ	1,300
COL. AMPLIACIÓN OLIVOS	1,462
COL. MINITAS SECCIÓN LAS ROSAS	641
COL. NUEVA ESPERANZA	416
COL. LÓPEZ MATEOS (60 %)	1,197
COL. ARCO IRIS	542
COL. HERMOSA PROVINCIA	329
COL. PALO VERDE INDEUR	443
COL. SAN JOSÉ DE LAS MINITAS	1,572

TOTAL: 19,902 VIV.

De las 19,902 viviendas, 1,500 del Desarrollo Altares y 1,300 del Fraccionamiento Valle del Marquez, cuentan con el servicio de drenaje; el resto 10,500 de Altares aún no se han construido y el resto del total - 6,602 - no cuentan con el servicio de la red interna de drenaje.

- Otros fraccionamientos y colonias que se beneficiarán del Colector Libertad Minitas: (a través del colector existente llamado Tirocapes, considerando viviendas que cuentan y que no cuentan con su red interna de drenaje):

DEL COLECTOR TIROCAPES:

COLONIA O FRACCIONAMIENTO	VIVIENDAS
COL. TIROCAPES	327
COL. MINITAS PALO VERDE	297
COL. MORELOS	358
TOTAL: 982 VIV.	

De las 982 viviendas, 885 ya cuentan con el servicio de red interna de drenaje y 97 viviendas de la colonia Minitas Palo Verde no cuentan con dicho servicio.

- Otra aportación es la del COLECTOR PASEO SAN ÁNGEL con 500 viviendas construidas que cuentan con su red interna de drenaje y 917 no construidas del total del desarrollo de 1,417 viviendas.
- DEL COLECTOR CASA LINDA - COSTA DEL SOL:

COLONIA O FRACCIONAMIENTO	VIVIENDAS
FRACC. CASA LINDA:	
PRIMERA ETAPA	390
SEGUNDA ETAPA	417
FRACC. COSTA DEL SOL:	
PRIMERA ETAPA	240
SEGUNDA ETAPA	100
FRACC. ALCATRACES	1,560
COL. LOPEZ MATEOS (40%)	798
TOTAL: 3,505 VIV.	

De las 3,505 viviendas, 630 ya cuentan con el servicio de su red interna de drenaje, 2,636 son viviendas no construidas y 239 viviendas de la colonia López Mateos no cuentan con el servicio de red interna de drenaje.

Considerando las 25,806 viviendas de proyecto y con la población por vivienda de 4.3 dado a conocer por INEGI se determina lo siguiente:

Población de proyecto = número de viviendas * densidad de población

Población de proyecto = 25,806 viviendas * 4.3

Población de proyecto= 110,966 habitantes

Dotación a utilizar de 350 l.h.d.

Contando con esta información nos apoyamos en la secuencia y fórmulas ya establecidas en la hidráulica para el cálculo del gasto medio, gasto mínimo, coeficiente de mayoración de Harmon, coeficiente de previsión. Todos estos conceptos son la base para el cálculo de tuberías en diseños y revisiones para el drenaje de aguas negras.

- **Cálculo de aportación media de proyecto**

Aportación = 80%(dotación) *ver especificaciones.*

Aportación = 0.80 * 350 l.h.d.

Aportación = 280 l.h.d.

- **Cálculo de gasto medio diario**

Gasto medio diario = (Población de proyecto * aportación)/86400 seg

Gasto medio diario= (110,966 * 280 l.h.d.)/86400 seg

Gasto medio diario= 359.61 l.p.s

- **Cálculo del gasto mínimo diario**

Gasto mínimo diario= 50% (gasto medio diario)

Gasto mínimo diario= 0.50 (359.61)

Gasto mínimo diario= 179.81 l.p.s.

- **Cálculo del coeficiente de Harmon**

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

donde:

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

P= Población servida en miles de usuarios

Sustituyendo valores en la fórmula obtenemos el valor de M para calcular el gasto máximo instantáneo.

$$M = 1+14 / (4+110.966^{1/2})$$

$$M = 1.963$$

- **Cálculo del gasto máximo instantáneo**

Gasto máximo instantáneo = M (gasto medio diario)

Gasto máximo instantáneo= 1.963 * 359.61 l.p.s.

Gasto máximo instantáneo= 705.91 l.p.s.

- **Cálculo del gasto máximo extraordinario**

Donde:

C=1.25 (utilizando el criterio de SAHOP)

Gasto máximo extraordinario= C (gasto máximo instantáneo)

Gasto máximo extraordinario = 1.25 * 705.91 l.p.s.

Gasto máximo extraordinario= 882.39 l.p.s.

De acuerdo a las consideraciones anteriores se desglosan los siguientes datos de proyecto:

Población de proyecto	-----	110,966 habitantes
Dotación	-----	350 I.h.d.
Aportación	-----	280 I.h.d.
Gastos:		
Mínimo diario	-----	179.81 I.p.s.
Medio diario	-----	359.61 I.p.s.
Máximo instantáneo	-----	705.91 I.p.s.
Máximo extraordinario	-----	882.39 I.p.s.
Coeficientes:		
Mayoración	-----	1.963
Previsión	-----	1.25

CAPITULO VI

PROYECTO

6.1 DISEÑO DE LA LINEA

6.1.1 CRITERIO PARA LA REVISIÓN DEL CÁLCULO

La metodología utilizada para llevar a cabo la revisión hidráulica del Colector Libertad Minutas, se desglosa a continuación.

Una vez que se obtuvo el gasto máximo extraordinario total de 882.39 l.p.s. se procedió a repartir las aportaciones en base a los puntos factibles para la conexión de las viviendas beneficiadas de proyecto, como se muestra en el *Plano IV-1 al final del capítulo*.

Después de haberse repartido el gasto de las aportaciones se procedió a determinar el gasto máximo, gasto medio y gasto mínimo, en base a la aportación en cada cadenamiento. Posteriormente se determinó el funcionamiento hidráulico a tubo lleno, utilizando la ecuación de Manning como se da a continuación:

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

donde:

$$A = \frac{(3.1416)D^2}{4}$$

n = coeficiente de rugosidad (adimensional)

R = $(D/4)^{2/3}$ = radio hidráulico (m)

S = pendiente (en este caso se determinó un promedio entre tramo)

EJEMPLO: Primer Tramo

$$Q = \left(\frac{(3.1416 * D^2)}{4} / 0.009 \right) * \frac{(0.76)D^{2/3}}{4} * (0.00697)^{1/2}$$

$$Q = 1.39049 \text{ m}^3/\text{seg.} = 1390 \text{ l.p.s}$$

De aquí se determina que: $Q = V \cdot A$

Despejando: $V = Q / A$

Donde:

V = Velocidad (m/s), A = Area (m²), Q = Gasto (m³/s)

$$V = \frac{(1.39049 \text{ m}^3/\text{seg})}{\frac{(3.1416 \cdot 0.76^2)}{4}}$$

$$V = 3.07 \text{ m/s}$$

De acuerdo con los resultados anteriores se procedió a la realización del funcionamiento hidráulico para la velocidad mínima y máxima, al igual que el tirante para gasto mínimo y gasto máximo extraordinario, esto con la ayuda de un programa de cómputo llamado "FLOW MASTER". En la (Tabla VI.1) y (Tabla VI.2) se presenta un tramo como muestra para observar los resultados obtenidos que nos son de gran utilidad.

A efecto de verificar la funcionalidad del Colector Libertad Minitas se conjuntaron algunos datos de la tabla anterior, al igual que los datos del ejemplo del cálculo de un tramo para la obtención del funcionamiento hidráulico a tubo lleno, se elaboró la (Tabla VI.3).

Algunos parámetros de esta tabla son los siguientes:

Gasto lleno (l.p.s.) representa el gasto máximo posible a conducir por el tramo para el diámetro y la pendiente dados.

Velocidad (m/s) es la velocidad del agua en el tramo, ya sea para el caso mínimo o máximo.

Tirante (cm)

% lleno (es el porcentaje de saturación en la tubería).

Gasto máximo (l.p.s.) es el gasto máximo esperado en el tramo.

Pendiente (m/m) se refiere al valor promedio de la pendiente para el tramo.

Para verificar la funcionalidad propia de los tramos proyectados se analizaron hidráulicamente las líneas colectoras propuestas, cuyos resultados se expresan en la tabla VI.4.

El criterio para la revisión del cálculo hidráulico al sistema de drenaje en cuestión, se realizó con la ayuda del programa de cómputo "alcanta 2" de la Universidad de Sonora. En el cual se analiza la capacidad de los diámetros de los tramos que comprenden la discretización propuesta que corresponde a la red.

Comentarios sobre la *(Tabla VI.3 y VI.4)*:

De los resultados obtenidos se observó que todos los tramos cumplen con las velocidades mínimas, máximas y tirantes mínimos especificados por S.A.H.O.P. En cuanto al % de saturación a tubo lleno con el gasto máximo extraordinario, el más crítico es el último tramo del cadenamiento 9+767.50 a 10+450.50, ya que es el que conduce el gasto máximo aportado por el recorrido del colector, aunque cumple con la velocidad mínima y tirante de las especificaciones, dando como resultado 1.42 m/s y 38 cm, respectivamente.

Nota: los Planos IX-1, IX-2, IX-3 muestran lo existente y de proyecto del Colector Libertad Minitas al igual que su recorrido.

Los volúmenes de obra por tramo del proyecto, se dan en la tabla VI.5.

TABLA VI.1

DESCRIPCIÓN DE PROYECTO

TRAMO	1er CAD. (0+000,1+469) PARA Q.min.
TIPO DE FLUJO	CANAL CIRCULAR
METODO	FORMULA DE MANNING
SOLUCIÓN DE	TIRANTE DEL CANAL

DATOS

COEFICIENTE DE MANNING	0.009 (PVC)
PENDIENTE DEL CANAL	0.0006967 m/m
DIÁMETRO	0.76m.
DESCARGA	76.06l.P.S

RESULTADOS

TIRANTE	0.12 m
ÁREA DE FLUJO	0.04 m ² .
PERIMETRO MOJADO	0.62m
% A TUBO LLENO	15.46%
VELOCIDAD	1.64 m/s
DESCARGA MÁXIMA	1,495.75l.P.S.
CAPACIDAD MÁXIMA DEL FLUJO	1,390.49l.P.S.

TABLA VI.2

DESCRIPCIÓN DE PROYECTO

TRAMO	1er CAD. (0+000,1+469) PARA Q.max.ext.
TIPO DE FLUJO	CANAL CIRCULAR
METODO	FORMULA DE MANNING
SOLUCIÓN DE	TIRANTE DEL CANAL

DATOS

COEFICIENTE DE MANNING	0.009 (PVC)
PENDIENTE DEL CANAL	0.0006967 m/m
DIÁMETRO	0.76m.
DESCARGA	373.25l.P.S

RESULTADOS

TIRANTE	0.27m
ÁREA DE FLUJO	0.14 m ²
PERIMETRO MOJADO	0.97m
% A TUBO LLENO	35.38%
VELOCIDAD	2.60 m/s
DESCARGA MÁXIMA	1,495.75l.P.S.
CAPACIDAD MÁXIMA DEL FLUJO	1,390.49 l.P.S.

TABLA VI.3

TRAMO	LONGITUDES		GATOS DE AGUAS NEGRAS				PENDIENTES PROMEDIO	DIAMETRO CM	TUBERIA n	FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO			TRANTE			
	PROPIA DEL TRAMO	TRIBUTARIA EN ACUMULADO PARA EL TRAMO	Q MINIMO (LPS)	Q MEDIO (LPS)	Q MAX. (LPS)	Q MÁX. EXT. (LPS)				TUBO LLENO		O MINIMO (CM)	O MAX. EXT. (CM)	% LLENO A MAX. EXT.		
										GASTO	VELOCIDAD				MINIMO	MAXIMO
1	1,469.00	0.00	76.06	152.11	296.60	373.25	6.967	76	P.V.C	1380.48*	3.07	1.84*	2.60*	12*	27*	35.38*
2	152.00	1,408.00	92.67	185.34	363.82	454.78	9.25	76	P.V.C	1802.18*	3.53	1.92*	3.04*	12*	28*	36.46*
3	870.00	1,628.00	92.67	185.34	363.84	454.78	10.97	76	CONC.	1191.31*	2.63	1.59*	2.45*	14*	33*	42.85*
4	1,080.00	2,490.00	3,571.00	234.18	459.69	574.61	7.12	76	CONC.	973.16*	2.15	1.45*	2.23*	18*	42*	55.28*
5	726.00	3,570.00	4,292.00	234.18	459.69	574.61	8.00	76	P.V.C	1490.00*	3.28	1.96*	3.07*	14*	33*	43.09*
6	200.00	4,290.00	139.39	278.77	547.22	684.03	5.40	76	P.V.C	1224.17*	2.70	1.79*	2.77*	17*	41*	53.44*
7	482.50	4,490.00	142.48	284.96	559.37	698.21	7.00	76	P.V.C	1393.78*	3.07	1.98*	3.04*	16*	37*	48.83*
8	813.00	4,975.00	147.67	295.35	579.77	724.71	7.00	76	P.V.C	1393.78*	3.07	2.00*	3.10*	17*	39*	51.17*
9	278.90	5,795.00	147.67	295.35	579.77	724.71	7.00	76	P.V.C	1393.78*	3.07	2.00*	3.10*	17*	39*	51.17*
10	318.80	6,074.00	158.62	317.25	622.76	778.45	7.00	76	P.V.C	1393.78*	3.07	2.04*	3.18*	17*	41*	53.42*
11	852.00	6,390.00	153.08	326.17	640.26	800.33	1.40	91	P.V.C	1007.66*	2.21	1.14*	1.72*	25*	61*	67.30*
12	1,351.50	7,249.00	189.21	339.83	687.09	833.86	1.45	91	P.V.C	1025.50*	2.26	1.17*	1.76*	25*	62*	68.48*
13	1,174.00	8,590.00	179.80	358.61	705.91	882.39	2.09	91	P.V.C	1231.19*	2.71	1.35*	2.06*	23*	57*	62.63*
14	683.00	9,765.00	179.80	359.61	705.91	882.39	1.40	91	P.V.C	1007.66*	2.22	1.42*	1.75*	38*	66*	72.51*

NOTA: p.v.c = n = rugosidad = 0.009
 Concreto = n = rugosidad = 0.013
 * dato del resultado del programa Flow Master.

TABLA VI.4

ANALISIS HIDRAULICO DEL COLECTOR "LIBERTAD-MINITAS"

TRAMO	L (m)	S (m/m)	Rugos. adm.	D (m)	Influj. (lps)	GASTOS (lps)			TIRANTES (m)			VELOCIDAD (m/s)			
						Minimo	Medio	Max instant	Max Extraord	Minimo	Medio	Maximo	Minimo	Medio	Maxima
1	85	0.006	0.009	0.76		76.06	152.11	298.6	373.25	12.5	17.6	28	1.55	1.9	2.46
2	121	0.0065	0.009	0.76		76.06	152.11	298.6	373.25	12.3	17.3	27.4	1.6	1.96	2.53
3	98	0.0065	0.009	0.76		76.06	152.11	298.6	373.25	12.3	17.3	27.4	1.6	1.96	2.53
4	113	0.0065	0.009	0.76		76.06	152.11	298.6	373.25	12.3	17.3	27.4	1.6	1.96	2.53
5	114	0.0065	0.009	0.76		76.06	152.11	298.6	373.25	12.3	17.3	27.4	1.6	1.96	2.53
6	96	0.0065	0.009	0.76		76.06	152.11	298.6	373.25	12.3	17.3	27.4	1.6	1.96	2.53
7	75	0.0065	0.009	0.76		76.06	152.11	298.6	373.25	12.3	17.3	27.4	1.6	1.96	2.53
8	117	0.0065	0.009	0.76		76.06	152.11	298.6	373.25	12.3	17.3	27.4	1.6	1.96	2.53
9	94	0.0065	0.009	0.76		76.06	152.11	298.6	373.25	12.3	17.3	27.4	1.6	1.96	2.53
10	94	0.0065	0.009	0.76		76.06	152.11	298.6	373.25	12.3	17.3	27.4	1.6	1.96	2.53
11	97	0.0065	0.009	0.76		76.06	152.11	298.6	373.25	12.3	17.3	27.4	1.6	1.96	2.53
12	101	0.0065	0.009	0.76		76.06	152.11	298.6	373.25	12.3	17.3	27.4	1.6	1.96	2.53
13	85	0.0065	0.009	0.76		76.06	152.11	298.6	373.25	12.3	17.3	27.4	1.6	1.96	2.53
14	39	0.012	0.009	0.76	33.23	92.67	185.34	363.82	454.78	11.64	16.36	25.86	2.11	2.58	3.34
15	107	0.022	0.009	0.76	48.84	117.09	234.18	459.69	574.61	11.26	15.81	24.93	2.79	3.43	4.44
16	51	0.008	0.009	0.76		117.0	234.18	459.69	574.61	14.41	20.37	32.75	1.96	2.39	3.07
17	47	0.008	0.009	0.76		117.0	234.18	459.69	574.61	14.41	20.37	32.75	1.96	2.39	3.07
18	134	0.008	0.009	0.76		117.0	234.18	459.69	574.61	14.41	20.37	32.75	1.96	2.39	3.07
19	152	0.008	0.009	0.76		117.0	234.18	459.69	574.61	14.41	20.37	32.75	1.96	2.39	3.07
20	100	0.008	0.009	0.76		117.0	234.18	459.69	574.61	14.41	20.37	32.75	1.96	2.39	3.07
21	138	0.008	0.009	0.76		117.0	234.18	459.69	574.61	14.41	20.37	32.75	1.96	2.39	3.07
22	3	0.008	0.009	0.76	44.59	139.3	278.77	547.22	684.03	15.7	22.27	36.15	2.06	2.52	3.21
23	47	0.008	0.009	0.76		139.3	278.77	547.22	684.03	15.7	22.27	36.15	2.06	2.52	3.21
24	70	0.008	0.009	0.76		139.3	278.77	547.22	684.03	15.7	22.27	36.15	2.06	2.52	3.21
25	77	0.008	0.009	0.76		139.3	278.77	547.22	684.03	15.7	22.27	36.15	2.06	2.52	3.21
26	3	0.008	0.009	0.76	6.19	142.4	284.96	559.37	699.21	15.88	22.52	36.62	2.07	2.53	3.23
27	127	0.005	0.009	0.76		142.4	284.96	559.37	699.21	17.85	25.45	42.14	1.76	2.14	2.71
28	43	0.005	0.009	0.76		142.4	284.96	559.37	699.21	17.85	25.45	42.14	1.76	2.14	2.71
29	34	0.005	0.009	0.76		142.4	284.96	559.37	699.21	17.85	25.45	42.14	1.76	2.14	2.71
30	119	0.005	0.009	0.76		142.4	284.96	559.37	699.21	17.85	25.45	42.14	1.76	2.14	2.71
31	120	0.005	0.009	0.76		142.4	284.96	559.37	699.21	17.85	25.45	42.14	1.76	2.14	2.71
32	3	0.007	0.009	0.76		142.4	284.96	559.37	699.21	17.85	25.45	42.14	1.76	2.14	2.71
33	30	0.007	0.009	0.76		142.4	284.96	559.37	699.21	17.85	25.45	42.14	1.76	2.14	2.71
34	3	0.005	0.009	0.76		142.4	284.96	559.37	699.21	17.85	25.45	42.14	1.76	2.14	2.71
35	134	0.007	0.009	0.76	10.39	147.68	295.35	579.77	724.71	16.71	23.75	38.89	2	2.44	3.1
36	105	0.007	0.009	0.76		147.68	295.35	579.77	724.71	16.71	23.75	38.89	2	2.44	3.1
37	100	0.007	0.009	0.76		147.68	295.35	579.77	724.71	16.71	23.75	38.89	2	2.44	3.1

TRAMO	L (m)	S (m/m)	Rugosidad	D (m)	Influo. (lps)	GASTOS (lps)			TIRANTES (m)			VELOCIDAD (m/s)			
						Minimo	Medio	Max Instant	Max	Extraord	Minimo	Medio	Maximo	Minimo	Medio
38	3	0.007	0.009	0.76		147.68	295.35	579.77	724.71	16.71	23.75	38.89	2	2.44	3.1
39	123	0.007	0.009	0.76		147.68	295.35	579.77	724.71	16.71	23.75	38.89	2	2.44	3.1
40	119	0.007	0.009	0.76		147.68	295.35	579.77	724.71	16.71	23.75	38.89	2	2.44	3.1
41	3	0.007	0.009	0.76		147.68	295.35	579.77	724.71	16.71	23.75	38.89	2	2.44	3.1
42	99	0.007	0.009	0.76		147.68	295.35	579.77	724.71	16.71	23.75	38.89	2	2.44	3.1
43	127	0.007	0.009	0.76		147.68	295.35	579.77	724.71	16.71	23.75	38.89	2	2.44	3.1

TABLA VI.5

VOLUMEN DE OBRA DEL COLECTOR LIBERTAD-MINITAS

TRAMO	D (m)	Ancho (m)	L (m)	PROFUNDIDAD		EXCAVACION			RELLENO		
				Superior	Inferior	en material "A"	en material "B"	en material "C"	a volteo	Compaciado	Plantilla
1	0.76	1.55	84.5	2.41	-2.16		194.53	104.75	147.36	100.5	13.09
2	0.76	1.55	121	2.16	-2.09		259.03	139.48	180.91	143.91	18.8
3	0.76	1.55	98	2.09	-2.27		215.24	115.9	154.93	116.56	15.19
4	0.76	1.55	113.5	2.27	-2.70		284.16	153.01	233.09	134.99	17.6
5	0.76	1.55	114	2.70	-2.23		283.11	152.45	230.58	135.59	17.67
6	0.76	1.55	96	2.23	-1.90		199.73	107.54	134.66	114.18	14.88
7	0.76	1.55	75	1.90	-2.12		151.88	81.78	98.81	89.2	11.63
8	0.76	1.55	117	2.12	-2.33		262.28	141.23	193.14	139.15	18.14
9	0.76	1.55	94	2.33	-3.46		274.17	147.63	252.79	111.8	14.57
10	0.76	1.55	94	3.46	-3.77		342.36	184.35	357.70	111.8	14.57
11	0.76	1.55	97	3.77	-3.02		331.79	178.65	336.03	115.37	15.04
12	0.76	1.55	101	3.02	-2.25		268.13	144.38	230.91	120.12	15.66
13	0.76	1.55	85	2.25	-3.76		257.34	138.57	243.07	101.1	13.18
14	0.76	1.55	38.5	1.78	-1.57		64.97	34.99	30.73	45.79	5.97
15	0.76	1.55	107	1.96	-1.63		193.51	104.2	105.32	127.26	16.59
16	0.76	1.55	51	1.70	-3.01		121	65.16	94.45	60.66	7.91
17	0.76	1.55	47	3.01	-3.71		159.11	85.67	160.27	55.9	7.29
18	0.76	1.55	134	3.71	-4.40		547.44	294.78	601.29	159.37	20.77
19	0.76	1.55	152	4.40	-4.63		691.42	372.31	790.44	180.78	23.56
20	0.76	1.55	100	4.63	-4.85		477.56	257.15	554.91	118.94	15.5
21	0.76	1.55	138	4.85	-4.27		634	341.38	727.26	164.13	21.39
22	0.76	1.55	3	4.27	-4.29		12.94	6.97	14.51	3.57	0.47
23	0.76	1.55	47	4.29	-4.42		206.22	111.04	232.75	55.9	7.29
24	0.76	1.55	70	4.42	-4.09		300.09	161.58	335.81	83.25	10.85
25	0.76	1.55	77	4.09	-3.63		299.45	161.24	322.24	91.58	11.94
26	0.76	1.55	3	3.63	-3.65		11	5.93	11.53	3.57	0.47
27	0.76	1.55	127	3.65	-2.57		397.93	214.27	383.85	151.05	19.69
28	0.76	1.55	43	2.57	-2.76		115.45	62.17	100.30	51.14	6.67
29	0.76	1.55	34	2.76	-2.95		97.8	52.66	89.33	40.44	5.27
30	0.76	1.55	119.5	2.95	-4.33		438.24	235.98	459.36	142.13	18.52
31	0.76	1.55	120	4.33	-3.88		496.29	267.24	547.76	142.73	18.6
32	0.76	1.55	3	3.88	-3.88		11.73	6.31	12.64	3.57	0.47
33	0.76	1.55	30	3.88	-4.16		121.5	65.43	132.99	35.68	4.65
34	0.76	1.55	3	4.16	-4.18		12.6	6.79	13.99	3.57	0.47
35	0.76	1.55	134	4.18	-4.12		560.27	301.69	621.03	159.37	20.77
36	0.76	1.55	105	4.12	-3.89		423.68	228.13	463.02	124.88	16.28
37	0.76	1.55	100	3.89	-3.83		388.9	209.41	418.51	118.94	15.5
				totales			10106.85	5442.2	10018.26	3658.47	476.91
				3076							

VOLUMEN DE OBRA DEL COLECTOR LIBERTAD-MINITAS

TRAMO	D. (m)	Ancho (m)	L. (m)	PROFUNDIDAD		EXCAVACION			RELLENO		
				Superior	Inferior	en material "A"	en material "B"	en material "C"	a volteo	Compactado	Plantilla
38	0.76	1.55	3	3.83 - 3.85		11.61		6.25	12.46	3.57	0.47
39	0.76	1.55	123	3.85 - 3.84		476.48		256.57	511.89	146.29	19.07
40	0.76	1.55	119	3.84 - 2.92		405.24		218.2	409.48	141.53	18.45
41	0.76	1.55	3	2.92 - 2.94		8.85		4.77	8.22	3.57	0.47
42	0.76	1.55	99	2.94 - 2.72		282.27		151.99	256.25	117.75	15.35
43	0.76	1.55	127	2.72 - 3.05		369.14		198.77	339.56	151.05	19.69
			474			1553.59		836.55	1537.85	563.76	73.5
			totales								

MATERIAL "B"	11660.44 M3
MATERIAL "C"	6278.75 M3
PLANTILLA	550.41 M3
R. COMPACT.	4222.23 M3
R. VOLTEO	11556.11 M3
LONGITUD	3550 ML

CAPITULO VII.- PRESUPUESTO

7.1 PRESUPUESTO DE OBRA

CLAVE	DESCRIPCION DEL PRECIO UNITARIO	UD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
<i>MANO DE OBRA</i>					
A005B	TRAZO Y NIVELACIÓN	ML	3,550.00	\$ 4.42\$	15,691.00
A001F	REPOSICIÓN DE PAVIMENTO ASFALTICO CON CARPETA D 0.07 M. DE ESPESOR.	M2	736.80	\$ 95.28 \$	70,202.30
A00C	RUPTURA DE PAVIMENTO ASFALTICO DE 0.07 M DE ESPE SOR.	M3	51.58	\$ 56.63 \$	2,920.98
S/C	EXCAVACIÓN CON USO DE MEDIOS NEUMÁTICOS Y/O MECÁNICOS, PARA ZANJAS EN MATERIAL "C" EN SECO, EXTRACCIÓN DE REZAGA A MANO, INCLUYE AFLOJE, AMACIZE O LIMPIEZA DE PLANTILLA Y TALUDES, REMOCION, TRASPALCOS VERTICALES PARA SU EXTRACCIÓN, CARG EXCAVACIÓN HASTA 2.00 A 4.00 M. DE PROFUNDIDAD.	M3.	6,278.75	\$ 375.83 \$	2,359,742.61
A110A	EXCAVACIÓN CON MAQUINA PARA ZANJAS, EN MATERIAL "B" EN SECO, CON AFLOJE Y EXTRACCIÓN DEL MATERIAL, AMACICE O LIMPIEZA DE PLANTILLA Y TALUDES, REMOCIÓN, CARGA A CAMIÓN O A UN LADO DE LA ZANJA INCLUYENDO ACARREO Y CONSERVACIÓN DE LA EXCAVACIÓN HASTA LA IN DE 0.00 A 8.00 M. DE PROFUNDIDAD.ZONA "B"	M3.	11,660.44	\$ 19.72 \$	229,943.88
A130A	INCLUYENDO SELECCIÓN DEL MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN, COLOCACIÓN DE LA PLANTILLA Y COLOCACIÓN DEL APOYO SEMICIRCULAR PARA LA TUBERIA. PLANTILLA CON MATERIALES "A" Y/O "B".	M3.	550.41	\$ 42.37 \$	23,320.87
A131C	RELLENO DE ZANJAS CON MATERIAL "A" Y/O "B" INCLUYEN DO SELECCIÓN Y VOLTEO DEL MATERIAL RELLENO A VOLTEO CON EQUIPO	M3	11,556.11	\$ 7.51 \$	86,786.39
A131B	RELLENO DE ZANJAS CON MATERIAL "A" y/o "B" INCLUYE SE LECCIÓN Y VOLTEO DEL MATERIAL COMPACTADO AL 90% PROCTOR CON AGUA EN CAPAS DE 0.20 m. DE ESPESOR. RELLENO COMPACTADO CON EQUIPO, CON MAT. PROD. DE EXCAVACIÓN	M3	4,222.23	\$ 47.54 \$	200,724.81
S/C	INSTALACIÓN DE TUBERIA DE POLIETILENO ALTA DENSIDAD ADS N-12 SERIE 35 PARA USO SANITARIO, INCLUYE BAJADA DEL MATERIAL, FLETE A UN KM. Y MANIOBRAS LOCALES TUBERIA DE 760 mm. (30") DE DIÁMETRO.	M.L.	3,550.00	\$ 103.52 \$	367,496.00
CO70B	POZO DE VISITA TIPO ESPECIAL PARA TUBERIAS DE 76 A 107 CM. DIÁMETRO INCLUYE PLANTILLA DE PADECERIA APISONADA, MAMPOSTERIA DE 3ª, MUROS DE TABIQUE DE 28 CM. APLANADO MORTERO CEMENTO ARENA 1:5 POZO DE 1.75 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO	4.00	\$ 4,843.54 \$	19,374.16
CO70D	POZO DE VISITA TIPO ESPECIAL PARA TUBERIAS DE 76 A 107 CM. DIÁMETRO INCLUYE PLANTILLA DE PADECERIA APISONADA, MAMPOSTERIA DE 3ª, MUROS DE TABIQUE DE 28 CM. APLANADO MORTERO CEMENTO ARENA 1:5	POZO	4.00	\$ 5,838.79 \$	23,355.16

POZO DE 2.25 M. DE PROFUNDIDAD.

CO70E	POZO DE VISITA TIPO ESPECIAL PARA TUBERÍAS DE 76 A 107 CM. DIÁMETRO INCLUYE PLANTILLA DE PADECERÍA APISONADA, MAMPOSTERÍA DE 3º, MUROS DE TABIQUE DE 28 CM. APLANADO MORTERO CEMENTO ARENA 1:5 POZO DE 2.50 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO	2.00	\$	6,336.42	\$	12,672.84
CO70F	POZO DE VISITA TIPO ESPECIAL PARA TUBERÍAS DE 76 A 107 CM. DIÁMETRO INCLUYE PLANTILLA DE PADECERÍA APISONADA, MAMPOSTERÍA DE 3º, MUROS DE TABIQUE DE 28 CM. APLANADO MORTERO CEMENTO ARENA 1:5 POZO DE 2.75 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO	2.00	\$	8,834.14	\$	13,668.28
CO70G	POZO DE VISITA TIPO ESPECIAL PARA TUBERÍAS DE 76 A 107 CM. DIÁMETRO INCLUYE PLANTILLA DE PADECERÍA APISONADA, MAMPOSTERÍA DE 3º, MUROS DE TABIQUE DE 28 CM. APLANADO MORTERO CEMENTO ARENA 1:5 POZO DE 3.00 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO	4.00	\$	7,331.70	\$	29,326.80
CO70H	POZO DE VISITA TIPO ESPECIAL PARA TUBERÍAS DE 76 A 107 CM. DIÁMETRO INCLUYE PLANTILLA DE PADECERÍA APISONADA, MAMPOSTERÍA DE 3º, MUROS DE TABIQUE DE 28 CM. APLANADO MORTERO CEMENTO ARENA 1:5 POZO DE 3.25 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO	3.00	\$	7,829.35	\$	23,488.05
CO70J	POZO DE VISITA TIPO ESPECIAL PARA TUBERÍAS DE 76 A 107 CM. DIÁMETRO INCLUYE PLANTILLA DE PADECERÍA APISONADA, MAMPOSTERÍA DE 3º, MUROS DE TABIQUE DE 28 CM. APLANADO MORTERO CEMENTO ARENA 1:5 POZO DE 3.50 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO	1.00	\$	8,327.02	\$	6,327.02
CO70K	POZO DE VISITA TIPO ESPECIAL PARA TUBERÍAS DE 76 A 107 CM. DIÁMETRO INCLUYE PLANTILLA DE PADECERÍA APISONADA, MAMPOSTERÍA DE 3º, MUROS DE TABIQUE DE 28 CM. APLANADO MORTERO CEMENTO ARENA 1:5 POZO DE 3.75 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO	3.00	\$	8,624.61	\$	26,473.83
CO70L	POZO DE VISITA TIPO ESPECIAL PARA TUBERÍAS DE 76 A 107 CM. DIÁMETRO INCLUYE PLANTILLA DE PADECERÍA APISONADA, MAMPOSTERÍA DE 3º, MUROS DE TABIQUE DE 28 CM. APLANADO MORTERO CEMENTO ARENA 1:5 POZO DE 4.00 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO	9.00	\$	9,332.25	\$	63,990.25
CO70N	POZO DE VISITA TIPO ESPECIAL PARA TUBERÍAS DE 76 A 107 CM. DIÁMETRO INCLUYE PLANTILLA DE PADECERÍA APISONADA, MAMPOSTERÍA DE 3º, MUROS DE TABIQUE DE 28 CM. APLANADO MORTERO CEMENTO ARENA 1:5 POZO DE 4.50 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO	5.00	\$	10,317.52	\$	51,587.60
CO70O	POZO DE VISITA TIPO ESPECIAL PARA TUBERÍAS DE 76 A 107 CM. DIÁMETRO INCLUYE PLANTILLA DE PADECERÍA APISONADA, MAMPOSTERÍA DE 3º, MUROS DE TABIQUE DE 28 CM. APLANADO MORTERO CEMENTO ARENA 1:5 POZO DE 4.75 M. DE PROFUNDIDAD.	POZO	3.00	\$	10,815.15	\$	32,445.45
CO71A	INCREMENTO DE PRECIO DEL POZO DE VISITA ESPECIAL, INCLUYE MURO DE TABIQUE, APLANADO CON MORTERO CEMENTO ARENA 1:5 Y ESCALONES. INCREMENTO POR CADA 25 CM. DE PROFUNDIDAD.	INC	8.00	\$	522.55	\$	4,180.40
C110B	FUNDIDO O AJUSTE E INSTALACIÓN, INCLUYE DESCARGA, ACARREO Y ALMACENAMIENTO DE LOS MATERIALES.	PZA	40.00	\$	335.21	\$	13,406.40

J100B	ACARREO 1erkm. DE MATERIALES PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN EN ZANJAS EN CAMIÓN DE VOLTEO CON CARGA A MAQUINA Y DESCARGA A VOLTEO EN ZONA SUB-URBANA.	M3.	8,298.01	\$	13.18	\$	109,367.77
J100C	ACARREO DE kms. SUBSECUENTES DEL 2o. AL 20 DE MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN DE ZANJAS EN CAMIÓN DE VOLTEO EN ZONA SUBURBANA.	M3KM	16,1596.02	\$	3.35	\$	55,596.67
P001	SUMINISTRO DE MATERIAL DE BANCO P/ RELLENO Y PLANTILLA "A" y/o "B", INCLUYE ACARREO EN CAMIÓN DE VOLTEO Y DESCARGA A UN LADO DE LA ZANJA.	M3	3,134.09	\$	65.07	\$	203,935.24
TOTAL DE MANO DE OBRA						\$	4,052,335.78
MATERIALES							
S/C	SUMINISTRO DE TUBERÍA DE POLIETILENO ALTA DENSIDAD ADS N-12 SERIE 35 PARA USO SANITARIO, INCLUYE COPLER Y DOS EMPAQUES POR TRAMO. TUBERÍA DE 760 mm. (30") DE DIÁMETRO.	ML	3,550.00	\$	1,214.62	\$	4,311,901.00
H034C	BROCAL Y TAPA DE F.o.F.o. PARA POZO DE VISITA. BROCAL CIEGO O C/REJILLA MEDIANO DE 130 KG	PZA	40.00	\$	1,473.29	\$	58,931.60
TOTAL DE MATERIALES						\$	4,370,832.60
						SUBTOTAL	\$ 8,423,168.38
						15% IVA	\$ 1,263,475.25
						TOTAL	\$ 9,686,643.61

7.2 PROGRAMA DE OBRA

OBRA : COLECTOR LIBERAD -MINITAS.
 LOCALIZACION : HERMOSILLO SONORA.

DESCRIPCION DEL CONCEPTO	CALENDARIZACION												
	SEM 1	SEM 2	SEM 3	SEM 4	SEM 5	SEM 6	SEM 7	SEM 8	MES 9	MES 10	MES 11	SEM 12	
1.- Obras preliminares: (trazo y nivelación de líneas)													
2.- Excavaciones y Plantillas													
3.- Instalación de tubería. (Varios Diámetros.)													
4.- Construcción de pozos de visita.													
5.- Rellenos compactados y volteos.													
6.- Limpieza y retiro de escombros.													

CONCLUSIONES

En el análisis se puede concluir que lo más importante de éste son principalmente cubrir las necesidades inmediatas de drenaje-sanitario de las colonias que por su considerable población merecen este servicio. Así como aquellas colonias recientes que cuentan con el servicio de agua potable.

Es necesario concientizar por algún medio a la población en general que hacen uso de letrinas, que instalen su servicio sanitario a la red cuando lo haya, porque como consecuencia del uso de letrinas y derrames de agua contaminadas al aire libre, se genera una contaminación y aumenta el grado de insalubridad para la comunidad misma, por otro lado este contribuye a la contaminación de los mantos acuíferos.

En cuanto a la infraestructura existente en el sector, analizada en el capítulo IV, se apreciaron deficiencias dadas por el estudio de aforamiento en algunos puntos del sector, por tal motivo y por la demanda a futuro vista en el capítulo V, se llegó a la conclusión de elaborar un proyecto integral llamado Colector Libertad Minitas desarrollado en este trabajo.

Con este trabajo se trató de ver el desarrollo de tal colector en la zona sur, finalmente con el presente se han puesto a la vista los problemas que se presentan en zona mencionada del sistema de alcantarillado, en base al aforamiento realizado.

RECOMENDACIONES:

- Cuando la población esté ya capacitada económicamente, para evitar daños y molestias que ocasiona el escurrimiento superficial de las precipitaciones pluviales, se deberá tomar en cuenta el alejamiento de las aguas negras y pluviales, las primeras se deberán separar sometiéndose a un tratamiento y las segundas, cuyos volúmenes son mucho mayores, únicamente deben de ser desalojadas, considerando que en nuestro país

cuenta con muy pocos alcantarillados pluviales y combinados por lo que puede considerarse que estos se encuentran en su primera etapa de desarrollo.

- Descarga de aguas pluviales independiente a la descarga sanitario, con diámetro mínimo de 100mm (4") de diámetro y desagüe superficial a nivel de rasante de calle.
- Revisión periódicamente de tramos construidos con concreto para evaluar el deterioro, y llegar a una rehabilitación de los mismos.
- Buen procedimiento constructivo a la hora de su construcción.
- Suministro de brocales pesados.
- Tener los usuarios un cuidado al hechar objetos no apropiados al sanitario para evitar taponamientos en las tuberías.

ANEXOS

A)GLOSARIO

Accesorios.- Son estructuras o elementos que comunican al alcantarillado con el exterior permitiendo realizar trabajos de inspección, limpieza, reparación. Siendo los principales; pozo de visita, pozo con caída, pozos especiales y cajas de unión.

Agua freática.- Es el agua natural que se encuentra en el subsuelo a una profundidad que depende de las condiciones geológicas, topográficas y climatológicas de cada región.

Aguas residuales domésticas.- Conjunto de líquidos resultado del uso primario doméstico y comercial, por el que haya sufrido degradación original.

Aguas pluviales.- Agua procedente de la precipitación pluvial.

Aguas residuales municipales.- Aguas procedentes de un sistema de agua municipal.

Albañal.- Tubería de la red de alcantarillado que recoge las aportaciones de las aguas domésticas y las conduce a las atarjeas.

Alcantarilla.- Conducto subterráneo destinado en las localidades para conducir y eliminar las aguas residuales derivadas de los usos domésticos, comercial e industrial.

Alcantarillado sanitario.- Red de alcantarillas, generalmente tubería, a través de la cual se deben evacuar en forma rápida y segura las aguas residuales domésticas, de establecimientos comerciales y pequeñas plantas comerciales conduciéndose a una planta de tratamiento y finalmente a un punto de vertido donde no causen ni daños ni molestias.

uniones de las tuberías, para conseguir su estanquidad.

Aportaciones de aguas residuales.- Volumen de agua residual por habitante y por día que se utiliza para la obtención de los gastos de diseño.

Atarjea.- Conducto de servicio público colocado generalmente a lo largo y al centro de las calles y que tiene por función recoger las aguas de los albañales y conducir las a los subcolectores y colectores.

Caja de unión.- Estructura que desempeña la misma función que los pozos de visita solo que se construyen en las uniones de dos o más conductos con diámetro de 76 cm y mayores.

Colector.- Tubería que recoge los caudales de las atarjeas en los pozos de visita, pueden ser simples o ramificados. Las ramas se denominan subcolectores.

Conexión domiciliaria.- Conjunto de piezas usadas para conectar el sistema interno de desagüe (albañal) con la red de atarjeas.

Emisor.- Conducto que recibe las aguas de un colector o un interceptor. No recibe ninguna aportación adicional en su trayecto y su función es conducir las aguas residuales a la planta de tratamiento. También se le llama emisor al conducto que lleva las aguas tratadas de la planta de tratamiento al sitio de descarga.

Estanquidad.- Característica de un sistema sanitario de no permitir el paso del agua (exfiltraciones ni infiltraciones) a través de las paredes de los tubos, las conexiones y los accesorios.

movimiento relativo entre sus componentes (tubo, conexiones y accesorios).

Hermeticidad.- Característica de una red de conductos de no permitir el paso del agua (exfiltraciones ni infiltraciones) a través de sus juntas.

Interceptor.- Conducto que capta en forma parcial o total el gasto de dos o más colectores.

Junta.- Es el sistema de unión entre dos tubos y/o accesorios.

Madrinas.- Tuberías generalmente paralelas a los colectores que tienen la función de las atarjeas.

Pozos de caída.- Pozo de visita que sirve fundamentalmente para absorber desniveles.

Pozo especial.- Pozo de visita que se construye sobre los colectores y emisores con diámetros de 76 cm a 107 cm.

Pozo de visita.- Accesorio que se coloca o construye en la red de alcantarillado y sirve para hacer cambios de dirección, de diámetro y pendiente, permite la recepción de las atarjeas, así como la ventilación del sistema y cuyas dimensiones son las adecuadas para el acceso de un trabajador para inspección y mantenimiento de la red.

Registro.- Estructura formada por una caja, en donde se unen los albañales interiores del predio y son generalmente de mampostería, de tabique o concreto.

Tratamiento de aguas residuales.- Serie de procesos artificiales a los que se someten las aguas residuales para eliminar o alternar sus constituyentes inconvenientes, y obtener una calidad tal que satisfaga los requisitos para su

disposición final, de acuerdo con lo que señale la legislación relativa a la prevención y control de la contaminación ambiental.

Tubería trabajando a presión.- Conducto que se diseña hidráulicamente para que trabaje a presión interna, como en los casos de líneas por bombeo de aguas residuales y de sifones.

Tuberías trabajando como canal.- Red de conductos de alcantarillado sanitario cuyo diseño hidráulico se hace para que trabaje a superficie libre (gravedad).

Vertido.- Lugar en el que un emisor o interceptor entrega las aguas residuales municipales tratadas, para su disposición final. También se denomina desfogue.

Sistemas de alcantarillado.-



Fundamentalmente existen dos esquemas de alcantarillado; combinado, cuando las aguas residuales y las pluviales son conducidas por la misma tubería; separado, cuando una red conduce las aguas residuales y otra independiente el agua pluvial.

En la construcción de un sistema de alcantarillado siempre se piensa en ejecutar obras económicas, por lo tanto, se trata de evitar la construcción de estaciones de bombeo para aguas residuales y pluviales, procurando que esas aguas escurran por gravedad hasta su sitio final de disposición; sin embargo, de acuerdo con las condiciones topográficas de la localidad de que se trate, habrá ocasiones en que sea obligado el bombeo.

C.) ESPECIFICACIONES. (SAHOP)

• APORTACIÓN DE AGUAS NEGRAS

Considerando que el alcantarillado para aguas negras de una localidad debe ser el reflejo del servicio de agua potable, por lo que respecta a la relación que existe entre dotación y aportación, la secretaría ha adoptado el criterio de aceptar como aportación de aguas negras, del 75% al 80% de la dotación de agua potable, considerando que el 25% o el 20% restante se pierde antes de llegar a los conductos.

• DOTACION DE AGUA POTABLE

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

POBLACIÓN DE PROYECTO (Habitantes)	TIPO DE CLIMA		
	CÁLIDO	TEMPLADOS	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 ó más	350	300	250

- **APORTACIÓN DE ÁREAS INDUSTRIALES**

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

- **COEFICIENTE DE VARIACIÓN**

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

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

- **COEFICIENTE DE SEGURIDAD**

Generalmente en los proyectos de redes de alcantarillado se considera un margen de seguridad previendo los excesos en las aportaciones que puede recibir la red por concepto de aguas pluviales domiciliarias, o bien negras, producto de un crecimiento demográfico "explosivo".

Los valores de este coeficiente de seguridad varían de 1.00 a 2.00, utilizándose en algunos proyectos un valor de 1.5, ya que las aguas pluviales deben eliminarse por un sistema separado o por uno combinado de acuerdo con las posibilidades económicas y necesidades de la localidad.

- **COEFICIENTE DE VARIACIÓN MÁXIMA INSTANTÁNEA**

El gasto máximo instantáneo de aguas negras se obtiene multiplicando este coeficiente, designado "M" (de máximo) por el gasto medio diario. Se empleará para una población de 182,250 habitantes y cuyos valores se

... en la especificación del $Q_{\text{máx instantáneo}}$ pues para mayor cantidad de usuarios, ese coeficiente será constante o igual a 1.80, es decir se acepta que su valor a partir de esa cantidad de usuarios no sigue ya la ley de variación establecida por Harmon. Lo anterior es el resultado de considerar al alcantarillado para aguas negras como un reflejo de la red de distribución de agua potable a partir de los 182,250 usuarios, o sea equiparar desde ese momento el coeficiente "M", con el que determina el gasto máximo horario necesario en un sistema de agua potable, cuyo límite inferior en su variación se acepta generalmente sea de $1.20 \times 1.50 = 1.80$.

• CUANTIFICACIÓN DE LOS GASTOS DE AGUAS NEGRAS

La cuantificación del gasto medio de aguas negras se hará en función de la longitud acumulativa de tuberías tributarias o del área acumulativa servida, de la densidad de población y del tipo de uso del área que cubra el servicio considerado como aportación de aguas negras del 75% al 80% de la dotación de agua potable, debiendo estar ésta de acuerdo con los planes de desarrollo probable del suministro de agua para un período de 6 a 20 años. En los casos en que el nivel del manto de aguas fráticas esté muy alto y que sea necesario instalar las tuberías dentro de la zona de influencia de éste, el caudal que por concepto de infiltraciones debe sumarse al de aguas negras para determinar la capacidad que se requiere de las tuberías, puede estimarse de acuerdo con lo siguiente:

Los valores de la infiltración pueden variar de 11,800 lts/24/hrs/km. a 94,400 lts/hrs/km. Estas cantidades equivalen a una variación de 0.136 lts/seg/km a 1.0292 lts/seg/km. Pudiendo en la mayoría de los casos en que se considere, tomar el valor medio de 0.164 lts/seg/km.

1. GASTO MÍNIMO

En los proyectos generalmente se considera como gasto mínimo la mitad del gasto medio; pero para hacer un estudio más riguroso, sobre todo en aquellos

como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas negras por conducir, la descarga de un excusado, que es de 1.5 L.p.s. en la inteligencia de que además, se considera que el número de descargas simultáneas al alcantarillado está de acuerdo, según el diámetro del conducto receptor, con las hipótesis siguientes: (Ver Tabla No.1)

Los gastos mínimos que se consignan en la Tabla No.1, son siempre menores que los considerados clásicamente como mínimos por la expresión muy conocida siguiente:

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

Escuriendo por lo tanto en el conducto estos últimos gastos, con mayores velocidades y tirantes que aquellos con lo que hagan los contenidos en la Tabla No.1.

Tabla 1.

Diám. (cm)	No. De descargas Simultáneas	Aportación por descarga (l.p.s)	Gasto mínimo aguas negras
20	1	1.5	1.5
25	1	1.5	1.5
30	2	1.5	3
38	2	1.5	3
45	3	1.5	4.5
61	5	1.5	7.5
76	8	1.5	12
91	12	1.5	18
107	17	1.5	25.5
122	23	1.5	34.5
152	30	1.5	45
183	38	1.5	57
213	47	1.5	70.5
244	57	1.5	85.5

1. GASTO MAXIMO INSTANTANEO

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

$$Q_{\text{máx inst}} = M Q_{\text{medio}}$$

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

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

En esta fórmula

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

P= Población servida en miles de usuarios.

Por lo tanto,

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

En la cual el valor de M se calcula con alguna de las fórmulas anteriores.

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

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

$$= 208333 \cdot 10^7 A_p L D_t \text{ (Lt/seg).}$$

$$= 208333 \cdot 10^7 A_p A D_A \text{ (Lt/seg)}$$

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

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

• DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO Y PENDIENTE ADECUADOS

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

Fórmulas:

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

La expresión algebraica de la fórmula de Manning es:

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

En la que:

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

n = coeficiente de rugosidad

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

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

- **PENDIENTES**

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

Casos normales

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

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

Casos excepcionales

Para gasto mínimo.- En el escurrimiento del gasto mínimo consignando en la tabla 1. Para gasto mínimo de este anexo, la pendiente mínima de los conductos debe ser la que procede para una velocidad de 30 cm/seg con un tirante igual o mayor de 1.5 cm y la pendiente máxima aquella que produzca al citado gasto una velocidad siempre menor de los 3.00 m/seg con un tirante igual o mayor de 1 cm. Por lo cual sólo podrá conducirse como máximo el gasto que escurra con esa pendiente a una velocidad máxima de 3.00 m/seg.

Para gasto máximo.- Si el escurrimiento del gasto máximo que es necesario desalojar no se verifica a tubo lleno, sino a "tubo parcialmente lleno", la

"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 las obras, propician la producción del gas hidrógeno sulfurado, que destruye el concreto de los conductos y aumenta los malos olores de las aguas negras.

• **DIÁMETRO MÍNIMO Y MÁXIMO PERMITIDOS**

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

1. *Diámetro mínimo*

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

2. *Diámetro máximo*

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

1. - Capacidad necesaria del conducto.
2. - Características topográficas del tramo en el que pretenda instalarse la tubería.

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

El segundo determina el diámetro en función de la capacidad de conducción requerida, tomando en cuenta los desniveles disponibles u obligados y considerando de carácter secundario el costo total del conducto instalado.

es más económico colocarlas en el sitio mismo en que van a quedar instaladas, que el empleo de conductos prefabricados.

- **TIRANTES MÍNIMOS DE FUNCIONAMIENTO EN TUBERÍAS**

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

En el caso de pendientes mínimas

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

En el caso de pendientes máximas

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

- **VELOCIDADES DE ESCURRIMIENTO LIMITES**

Las velocidades de escurrimiento mínima y máxima en las tuberías deberán estar dentro del ámbito de variación indicado y expuesto (en la especificación antes mencionada de las pendientes de este capítulo).

- **SIFONES INVERTIDOS**

En el diseño de los sifones invertidos que en ocasiones es necesario construir para salvar accidentes topográficos, o de otra índole, que impidan la instalación de tuberías en condiciones normales, se tomará en cuenta lo asentado en los puntos siguientes.

La velocidad mínima de escurrimiento en el sifón será de 1.20 m/seg.

- **DESCARGAS DOMICILIARIAS**

La descarga domiciliaria o albañal, es una tubería que permite el desalojo de las aguas servidas, de las edificaciones a las atarjeas.

La descarga domiciliaria sale de un registro principal, localizado en el interior del predio, provisto de una tapa de cierre hemético que impide la salida de malos olores, con un diámetro mínimo de 15 cm y una profundidad mínima de 60 cm. El albañal se conecta al sistema de alcantarillado con una pendiente del 1% como mínimo.

En las descargas domiciliares se debe garantizar que la conexión del albañal a la atarjea sea hermética.

- **POZOS DE VISITA**

Los pozos de visita son estructuras que permiten la inspección y limpieza de las alcantarillas. Se utilizan para la unión de varias tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente.

Los materiales utilizados en la construcción de los pozos de visita deben asegurar la hermeticidad de la estructura y de la conexión con la tubería.

El cambio de diámetro se debe hacer por medio de una transición dentro de un pozo de visita indicándose en cada caso, en el plano del proyecto, las elevaciones de sus plantillas, tanto de llegada como de salida.

La disposición de las plantillas de las tuberías en los pozos de visita debe facilitar las operaciones de limpieza.

Los pozos de visita se clasifican en pozos comunes, pozos especiales y pozos caja, de acuerdo a las características que se mencionan a continuación.

- **POZOS COMUNES Y ESPECIALES**

Los pozos de visita tienen forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior, son suficientemente amplios para darle paso a una persona y permitirle maniobrar en su interior. Un brocal de concreto o de fierro fundido cubre la boca.

El piso de los pozos de visita, es una plataforma en la cual se localizan canales (medias cañas) que prolongan los productos y encausan sus caudales. Una escalera de peldaños de fierro fundido empotrados en las paredes del pozo, permite el descenso y ascenso al personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado.

Atendiendo al diámetro interior de la tubería, los pozos de visita se clasifican en comunes y especiales.

Los pozos de visita comunes tienen un diámetro interior de 1.2 m y se utilizan con tubería de hasta 61 cm de diámetro.

Los pozos de visita especiales presentan un diámetro interior de 1.5 m para tuberías de 0.76 a 1.07 m de diámetro y de 2.0 m de diámetro interior para tuberías con diámetros de 1.22 m y mayores.

- **POZOSCAJA**

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. Su sección transversal horizontal tiene forma rectangular o de un polígono irregular. Sus muros así como el piso y el techo son de concreto reforzado, arrancando de este último la chimenea que al nivel de la superficie del terreno termina con un brocal y su tapa, ambos de fierro fundido o de concreto reforzado.

simplemente pozos caja; a los pozos de sección horizontal en forma de polígono irregular, se les llama pozos caja de unión y a los pozos caja a los que concurre una tubería de entrada y tiene sólo una salida con un ángulo diferente a 180° , se les llama pozos caja de deflexión. Contienen las estructuras de los pozos caja que se emplean con mayor frecuencia.

Estas estructuras se utilizan en las uniones de dos o más conductos con diámetros de 76 cm y mayores, a los que se unen tuberías de 38 cm y mayores.

- **CAMBIOS DE DIRECCIÓN**

Para los cambios de dirección, las deflexiones necesarias en los diferentes tramos de tubería se efectúan como se indica a continuación:

1. Si el diámetro es de 61 cm o menor, los cambios de dirección hasta de 90° de la tubería, pueden hacerse en un solo pozo común.
2. Si el diámetro es mayor de 61 cm puede emplearse un pozo especial o un pozo caja para cambiar la dirección de tubería hasta en 45° ; si se requiere dar deflexiones más grandes, se puede emplear tantos pozos como ángulos de 45° o fracción, como sean necesarios.

- **CONEXIONES**

Desde el punto de vista hidráulico se recomienda que en las conexiones se igualen los niveles de las claves de los productos por unir.

Atendiendo a las características del proyecto, se pueden efectuar las conexiones de las tuberías haciendo coincidir las claves, los ejes o las plantillas de los tramos de diámetro diferente. Se recomienda que las conexiones a ejes y plantillas se utilicen únicamente cuando sea

indispensable y con las limitaciones, que para los diámetros más usuales se indican en la Tabla 2.

Tabla 2 Conexiones de tubos

D/D	20	25	30	38	45	61	76	91	107	112	152	183	213	244
20	P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C
25		P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C
30			P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C
38				P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C
45					P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C
61						P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C
76							P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C
91								P	PEC	PEC	EC	EC	C	C
107									P	PEC	PEC	EC	EC	C
112										P	PEC	PEC	EC	EC
152											P	PEC	PEC	EC
183												P	PEC	PEC
213													P	PEC
244														P

Nota:

D= diámetro del tubo.

P = conexión a plantillas.

E = conexión a ejes.

C = Conexión a claves.

• **SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE LOS POZOS DE VISITA**

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

3. En tramos con diámetro de 152 a 244 cm, 175 m.

Estas separaciones pueden incrementarse de acuerdo con las distancias de los cruces de las calles, como máximo un 10%.

• ESTRUCTURAS DE CAÍDA

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

Las estructuras de caída que se utilizan son:

1. **Caídas libres.** Se permiten caídas hasta de 0.4 m sin la necesidad de utilizar alguna estructura especial.
2. **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 de hasta 2.00 m.
3. **Pozos con caída.** Son pozos constituidos también por una caja y una chimenea a los cuales se les construye en su interior 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.
4. **Estructuras de caída escalonada.** Son pozos caja de caída escalonada cuya variación va de 50 en 50 cm hasta llegar a 2.50 m como máximo, y están provistos 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 diámetro de 0.91 a 2 44 m

El empleo de los pozos con caída adosada, de los pozos con caída y de las estructuras de caída escalonada, se hace atendiendo a las siguientes consideraciones:

1. Cuando en el pozo las uniones de la tubería se hagan eje con eje o clave con clave, no se requiere emplear ninguna de las estructuras mencionadas en la sección anterior, uniéndose las plantillas de las tuberías mediante una rápida.
2. Si la elevación de proyecto de la plantilla del tubo del cual cae agua es mayor que la requerida para hacer la conexión clave con clave y la diferencia entre ellas no excede el valor de 40 cm, se hace la caída libre dentro del pozo uniéndose las plantillas de las tuberías mediante una rápida, sin utilizar, por lo tanto, ninguna de las estructuras mencionadas; pero en el caso de que esta diferencia sea mayor de 40 cm, para salvar la caída se emplea una estructura de alguno de los tipos mencionados.

Si la diferencia de nivel entre las plantillas de tuberías es mayor que las especificadas para los pozos con caída y caja de caída adosada, se construye el número de pozos que sea necesario para ajustarse a esas recomendaciones.

D.) BIBLIOGRAFÍA

- Comisión de Agua Potable y Alcantarillado del Estado de Sonora (COAPAES-HERMOSILLO), *Información básica*.
- Comisión Nacional del Agua (C.N.A), "Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario" Segunda Versión, (Octubre de 1994).
- FLOW MASTER. Sistema de computo para el calculo de tramos para redes de distribución.
- Folleto de Información Básica de la Infraestructura. (Tasa de crecimiento anual). H. Ayuntamiento de Hermosillo (proyección de la Dirección General de Programación y Presupuesto), Noviembre de 1999.
- INTERNET, sección turística, (2000), www.hermosillo.htm.
- Secretaria de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (S.A.H.O.P), Manual de Normas de Agua Potable y Alcantarillado, (1993).
- Sistema de computo para el cálculo de tramos para redes de distribución. ALCANTA2.bas . Programación Interfaz grafica para el compilador QB 4.5 Laboratorio de Hidraulica. UNISON. Departamento de Ingenieria Civil y Minas. Elaborado por el ING. Martin Rene Sortillon.
- PRODUCTOS NACOBRE, Criterios de Diseño para Redes de Alcantarillado Sanitario (1998).