



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

APLICACION DEL PROGRAMA EPANET A TRES SECTORES DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE DEL DISTRITO FEDERAL.

T E S I S

PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA
JORGE PADILLA RUIZ

DIRECTOR DE TESIS:
M. I. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO



CIUDAD UNIVERSITARIA

2004



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ESTA TESIS NO SALI
DE LA BIBLIOTECA

A mis Padres

A mis Amigos

A mi Familia

A mis Maestros

A todos en Petén

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Verge Padilla

Riz

FECHA: 26 - Feb - 04

FIRMA: [Firma manuscrita]



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/101/03

Señor
JORGE PADILLA RUIZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"APLICACION DEL PROGRAMA EPANET A TRES SECTORES DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE DEL DISTRITO FEDERAL"

- INTRODUCCION
- I. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL D.F. Y SU PROBLEMÁTICA
- II. REDES DE DISTRIBUCION Y MODELOS MATEMATICOS
- III. ALTERNATIVAS DE SOLUCION A LA PROBLEMÁTICA EXISTENTE EN LA ZONA PONIENTE
- IV. SECTORIZACION DE LA RED DE DISTRIBUCION
- V. ANALISIS DE LOS SECTORES
- VI. CONSTRUCCION DE INFRAESTRUCTURA PARA IMPLEMENTAR LA SECTORIZACION
- VII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 6 Octubre 2003.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

ÍNDICE

| | |
|--|-----|
| INTRODUCCIÓN..... | 3 |
| CAPÍTULO 1.- Sistema de abastecimiento de agua potable del D.F. y su problemática..... | 7 |
| 1.1 Sistema de abastecimiento de agua potable. | |
| 1.2 Problemática en la zona poniente del Distrito Federal. | |
| CAPÍTULO 2.- Redes de distribución y modelos matemáticos..... | 17 |
| 2.1 Tipos de redes y la red del Distrito Federal. | |
| 2.2 Historia de los modelos matemáticos. | |
| 2.3 Modelos matemáticos y su implementación en programas de computo. | |
| 2.4 Programa EPANET | |
| CAPÍTULO 3.- Alternativas de solución a la problemática existente en la zona poniente..... | 35 |
| 3.1 Sectorización. | |
| 3.2 Principios de la metodología de cálculo | |
| 3.3 Principios de funcionamiento de las Válvulas Reductoras de Presión (VRP's). | |
| CAPÍTULO 4.- Sectorización de la red de distribución..... | 51 |
| 4.1 Aplicación de la metodología de cálculo al sector Santa Lucía 1. | |
| 4.2 Aplicación de la metodología de cálculo al sector Santa Lucía 2. | |
| 4.3 Aplicación de la metodología de cálculo al sector Tacubaya 3. | |
| CAPÍTULO 5.- Análisis de los sectores..... | 73 |
| 5.1 Sector Santa Lucía 1. | |
| 5.2 Sector Santa Lucía 2. | |
| 5.3 Sector Tacubaya 3. | |
| CAPÍTULO 6.- Construcción de infraestructura para implementar la sectorización..... | 97 |
| 6.1 Construcción de cajas e instalación de Válvulas Reguladoras de Presión. | |
| 6.2 Construcción de cajas e instalación de Válvulas de Seccionamiento. | |
| 6.3 Construcción de cajas para medición (temporales) | |
| ANEXOS | |
| CAPÍTULO 7.- Conclusiones..... | 125 |
| BIBLIOGRAFÍA..... | 127 |

INTRODUCCIÓN

Reseña Histórica

El altiplano mexicano que alberga al Distrito federal, se ensancha y prolonga hacia el norte, en tanto que al sur lo limita la cordillera neovolcánica y por el este y oeste lo aprisionan las Sierras Madres. En el extremo sur de este altiplano, aproximadamente a unos 2240 m. s. n. m., se encuentra una depresión tradicionalmente conocida con el nombre de Valle de México.

Lo cual, si somos rigurosos no es su nombre mas apropiado ya que no cuenta con las características necesarias ya que un valle es un área de la superficie terrestre trabajada o erosionada por una corriente fluvial o glacial. Si no hay una línea de drenaje general que este modelando la superficie considerada, no es valle, empero, por razones de orden histórico y uso popular esta cuenca seguirá siendo conocida como el Valle de México.

El Distrito Federal en la Cuenca del Valle de México



Las peculiares condiciones del Valle de México y su calidad de cuenca cerrada ofrecen a sus habitantes varios desafíos entre los que destaca el dotar de agua potable a las zonas urbanas que alberga.

La Constitución Política de 1824 creó al Distrito Federal como asiento de los Poderes de la Unión, segregando su territorio del Estado de México, en 1842 se incrementó su superficie al serle incorporadas entre otras zonas, el Desierto de los Leones para el abastecimiento de agua, en 1898 se establecen los límites

actuales, y finalmente la Ley orgánica de 1971 hace que el Distrito Federal quede constituido por 16 delegaciones.

La población del Distrito Federal inicia su fuerte desarrollo a principios del siglo pasado, como consecuencia de la terminación de la red ferroviaria nacional, red concebida con un criterio centralista que canalizó a la población provinciana hacia la capital de la nación en busca de nuevos horizontes, esta afluencia se intensifica en 1910, cuando la población campesina busca refugio del incendio revolucionario.

El desarrollo urbano que experimentó el Distrito Federal en la época actual tuvo otros dos fuertes periodos de crecimiento, uno de 1920 a 1940, debido al desarrollo centralista que se le siguió dando a la capital del país, lo que provocó la migración de los habitantes del campo a la ciudad en busca de mejores condiciones de vida; y el segundo, de 1940 a 1970 con el creciente desarrollo tecnológico e industrial que produjo la Segunda Guerra Mundial durante y después de ésta, y de la cual México no fue ajeno.

Por lo cual se dio un fuerte crecimiento de la mancha urbana con muchos problemas entre ellos la falta de planeación e infraestructura para el adecuado abastecimiento de agua potable, resultando en un servicio de mala calidad e insuficiente.

Descripción de la problemática

El suministro de agua potable al Distrito Federal (D. F.) se lleva a cabo tanto de fuentes externas como internas, actualmente el caudal que se suministra de las fuentes externas tiende a cobrar mayor relevancia por la magnitud del gasto que se importa, el cual tiende a aumentar debido a la disminución de extracción de agua del subsuelo del Distrito Federal motivada por los asentamientos inducidos en el terreno que afecta a toda la infraestructura tanto urbana como hidráulica.

Las fuentes externas actuales que suministran el agua en bloque se localizan en el Estado de México, ubicadas en las cuencas del río Lerma y el río Cutzamala al poniente; así como de los sistemas Chiconautla y Chalmita ubicados al norte del Distrito Federal.

El sistema Lerma fue el primer sistema de abastecimiento fuera del Valle de México y hace uso de 256 pozos distribuidos en 16 ramales que inyectan su gasto a 4 acueductos que transportan el agua hasta el

Distrito Federal; el sistema Cutzamala es el segundo sistema fuera del Valle de México y utiliza agua superficial proveniente de siete presas de almacenamiento y una de derivación, por su parte el denominado sistema Norte (Chiconautla y Chalmita) es abastecido por medio de pozos profundos.

La entrada de agua en bloque de los sistemas Lerma y Cutzamala se efectúa por el poniente del Distrito Federal y carece de control de los caudales suministrados por lo que el agua se queda en su mayor parte en ésta zona, y debido al desperdicio que se tiene en el trayecto hacia el oriente, éste sufre de escasez de agua potable.

Las entradas del agua en bloque están conectadas a la red primaria de distribución (diámetros iguales o mayores a 20’’), la cual se encarga de distribuir el agua potable a lo largo de todo el Distrito Federal sin tener tomas domiciliarias conectadas, ésta alimenta la red secundaria (diámetros menores a 20’’) a donde se conectan las tomas domiciliarias, a estos dos sistemas de tuberías se conectan los pozos de abastecimiento perforados dentro del D. F.

En las últimas décadas el crecimiento de la población en la zona oriente del D. F. ha sido tan acelerado que no hubo oportunidad de planear su desarrollo, por lo que los servicios se dieron de manera desordenada y resultaron insuficientes. La red de agua potable no fue la excepción, así que con materiales de mala calidad y sin una planeación adecuada creció la red de distribución en ésta zona, con los problemas que ya se conocen, falta de suministro del agua debido a la enorme cantidad de fugas que tiene la red. Para poder resolver este problema no basta con aumentar el gasto o las presiones en la red de distribución, ya que no solucionarían el problema, por lo que se requiere de una sectorización de la red para poder controlar los gastos y las presiones y de esta manera poder distribuir de mejor manera el agua a la población.

El mal estado de la red en la actualidad se debe en parte a los hundimientos que ha experimentado el D. F. debido al tipo de suelo con que cuenta, lo que provoca que las tuberías sufran severos daños produciendo así una cantidad de fugas tremenda en una gran parte de la red.

Posibles soluciones

Una manera adecuada para tratar de mejorar la eficiencia de la red es dividirla en sectores que permitan controlar mejor gastos, fugas, presiones, válvulas, infraestructura existente, etc. Estos sectores se

pueden definir a partir de la red secundaria, conociendo sus conexiones a la red primaria y sus zonas de distribución; así al conocer las características hidráulicas en las entradas de los sectores se podrán aislar del resto del sistema, lo que permitirá conocer su funcionamiento hidráulico para poder mejorar el uso de la infraestructura existente, y de ser necesario, cambiarla o repararla para mejorar el servicio.

Para continuar con la operación, mantenimiento y desarrollo de la infraestructura de agua potable, se requiere de fuertes inversiones económicas y la aplicación de nuevas tecnologías para consolidar de manera apropiada el servicio en el Distrito Federal que continúa creciendo debido a la demanda de la población.

Como parte de los trabajos contenidos en el Plan Maestro de Agua Potable 1997-2010 y los posteriores a éste, encaminados a mejorar la distribución de agua potable en la Ciudad de México y dada la complejidad del sistema actual, se ha visto la conveniencia de utilizar modelos matemáticos implementados en computadoras para simular el funcionamiento de la red de agua potable, tratando así de garantizar una mejor precisión en los resultados obtenidos.

La problemática de la infraestructura y el servicio hidráulico para satisfacer las necesidades de una población en constante crecimiento y de diferentes niveles socioeconómicos es de carácter urbano y en buena medida dependen de la ubicación que tengan en el Distrito Federal y de las características físicas y sociales del medio que los rodea.

Objetivos

- Presentar de manera general la problemática de la red de abastecimiento de agua potable.
- Empleando el esquema de sectorización, analizar 3 sectores de la zona poniente con la ayuda de un modelo matemático (EPANET).
- Plantear soluciones derivadas del análisis de la modelación (control de presiones y fugas).

CAPÍTULO 1.- SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL DISTRITO FEDERAL Y SU PROBLEMÁTICA

1.1 Sistema actual de abastecimiento de agua potable

A partir del 1º de enero del 2003, por Decreto publicado en la Gaceta oficial del Gobierno del Distrito Federal, la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) y la Comisión de Aguas del Distrito Federal (CADF), se integran en el organismo descentralizado Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM), sectorizado en la Secretaría del Medio Ambiente del Gobierno del Distrito Federal. Estos organismos eran los encargados del control y la operación del sistema de abastecimiento de agua potable, por lo que toda la información que se utilizó para la elaboración de este trabajo forma parte ahora del Sistema de Aguas de la Ciudad de México, SACM en lo sucesivo.

Debido a la gran cantidad de habitantes que residen actualmente en el Distrito Federal, (cuenta con una población de poco más de 8.5 millones de habitantes según el XII Censo Nacional de Población y Vivienda 2000 del INEGI), se ha requerido de un espacio mayor para ubicarlos por lo que se han ido urbanizando de manera acelerada bastantes zonas, sobre todo en el oriente del D. F., así como en los municipios conurbados del Estado de México, situación que ha ido complicando cada vez mas el suministro de agua potable, tanto en cantidad, calidad, como en su regulación y distribución.

Para facilitar el estudio y operación del sistema de abastecimiento de agua potable se ha dividido al Distrito Federal en 5 regiones como se describen a continuación:

Poniente.- comprende la delegación de Cuajimalpa, y parte de Miguel Hidalgo, Álvaro Obregón, Magdalena Contreras, limitando al norte y oeste con el Estado de México, al sur con los límites de la urbanización y al este con el Anillo Periférico.

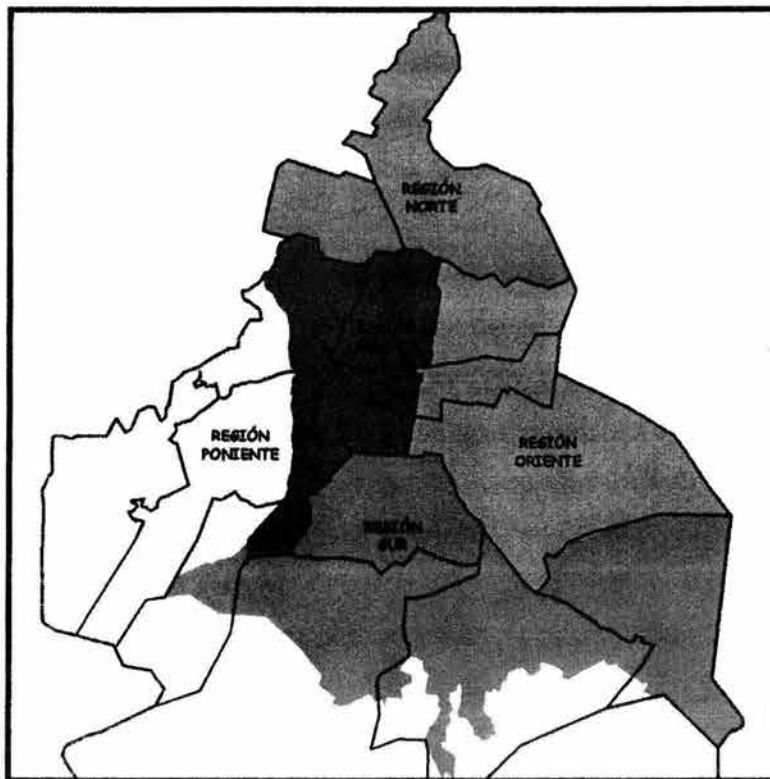
Norte.- cuenta con las delegaciones Azcapotzalco y Gustavo A. Madero, limitando al norte, este y oeste con el Estado de México y al sur con las delegaciones Miguel Hidalgo, Cuauhtémoc y Venustiano Carranza.

Centro.- tiene las delegaciones Benito Juárez y Cuauhtémoc, y parte de Miguel Hidalgo y Álvaro Obregón, limitando al norte con las delegaciones Azcapotzalco y Gustavo A. Madero, al este con las delegaciones Venustiano Carranza, Iztacalco e Iztapalapa, al sur con las delegaciones Coyoacán y Tlalpan y al oeste con el Anillo Periférico.

Oriente.- esta formado por las delegaciones Iztapalapa, Iztacalco y Venustiano Carranza, limitando al norte con la Gustavo A. Madero, al este con el Estado de México, al sur con las delegaciones de Tláhuac y Xochimilco y al oeste con las delegaciones Cuauhtémoc, Benito Juárez y Coyoacán.

Sur.- alberga las delegaciones Coyoacán, Tlalpan, Tláhuac, Xochimilco, Milpa Alta y parte de Magdalena Contreras, limitando al norte con las delegaciones Álvaro Obregón, Benito Juárez e Iztapalapa, al este con el Estado de México, al sur y al oeste con los límites de la urbanización.

LAS REGIONES PARA OPERACIÓN DEL DISTRITO FEDERAL



La CNA realizó un estudio llamado “El Sistema de Abastecimiento de Agua Potable a la Zona Metropolitana del Valle de México”, en el cual se encuentra información de los volúmenes de agua potable que se extraen y entran al Distrito Federal, así como su distribución y las fugas que se presentan; y han llegado a la conclusión de que optimizando la operación de los mismos, se puede mejorar el sistema de abastecimiento de agua potable, principalmente en las zonas de mayor conflicto como lo son el poniente (debido a las altas presiones en la red) y el oriente (que tiene problemas de abastecimiento), en dichos estudios se plantea la opción de utilizar al máximo la infraestructura existente, así como implementar y construir la faltante de manera que se pueda incrementar la calidad y eficiencia en la distribución de agua potable.

Actualmente se dispone principalmente de dos tipos de suministro de agua potable para el Distrito Federal de acuerdo a su procedencia, el primero corresponde al abastecimiento de fuentes externas, conocido como agua en bloque, de éste el principal aporte corresponde al que llega por el poniente a través de los sistemas Lerma y Cutzamala, seguido por el que llega por el norte conocido como sistema Norte compuesto por los sistemas Chiconautla y Chalmita; y el segundo a la explotación local de agua subterránea mediante pozos profundos.

La entrada de agua en bloque de los sistemas Lerma y Cutzamala se efectúa en el poniente del D. F. y se bifurca en dos ramas cada sistema a la salida del túnel Atarasquillo-Dos Ríos.

El sistema Lerma se ubica en el Valle de Toluca, en el Estado de México, el agua se capta en 256 pozos profundos, divididos en 16 ramales que suman una longitud de 100 km., su diámetro varía de 0.30 a 1.20 m . Los ramales suministran su caudal a 4 acueductos principales, que conducen el agua hasta el túnel Atarasquillo-Dos Ríos, el cual cruza la Sierra de Las Cruces para introducir el agua al Valle de México. Se divide en un ramal norte, con una longitud total de 54 km., dividido a su vez en 4 acueductos, y en el ramal sur, el cual es solo un conducto de 211 km., ambos ramales convergen en la entrada del túnel Atarasquillo-Dos Ríos de 14.3 km. de longitud, a la salida del túnel se bifurca en el Venado para entregar el agua a diferentes zonas del Distrito Federal, en ramal norte y sur con 20.7 y 12.9 km. de longitud respectivamente.

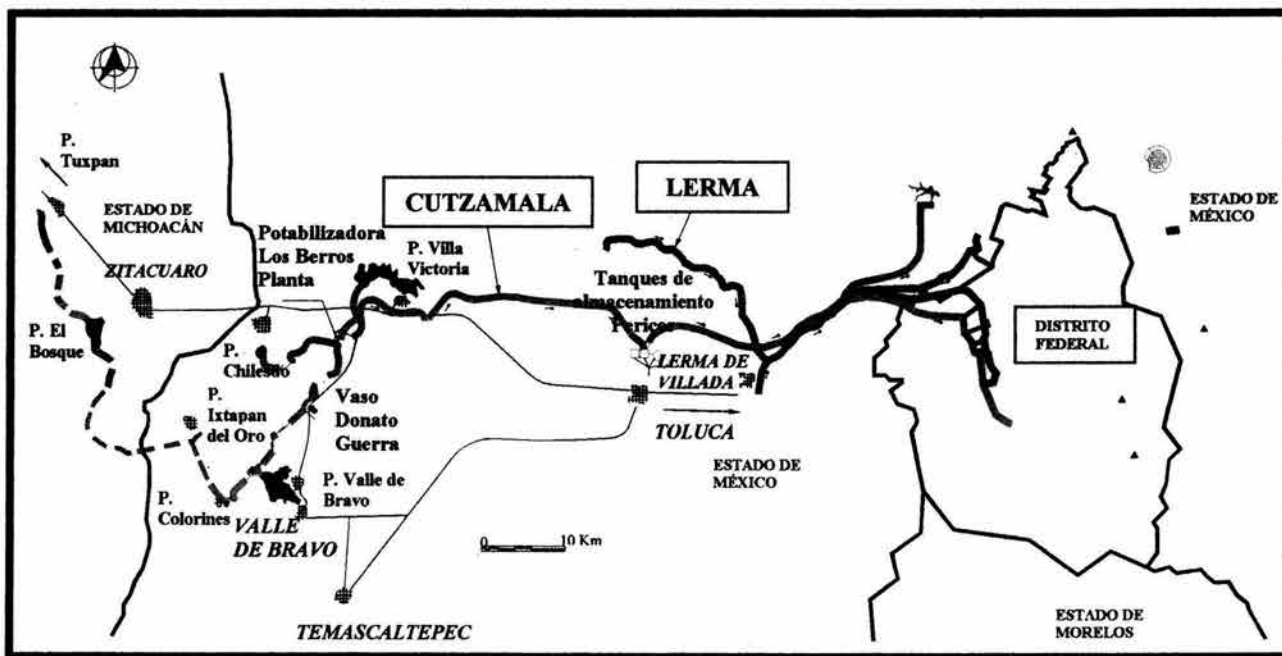
La rama norte del sistema Lerma se denomina Lerma Norte y abastece de agua a los municipios conurbados del Estado de México y a las delegaciones del norte del Distrito Federal como Azcapotzalco y

Gustavo A. Madero; la rama sur se denomina Lerma Sur e inicia en la delegación Miguel Hidalgo de donde va derivando su caudal a los distintos puntos de entrega.

El sistema Cutzamala está compuesto por varias presas en los Estados de México y Michoacán, que captan las aguas superficiales que son conducidas a la planta potabilizadora de los Berros, la cual tiene una capacidad de procesar hasta 24 m³/s, y de ahí al Distrito Federal, mediante obras construidas específicamente para estos fines y parte del sistema hidroeléctrico Miguel Alemán.

La construcción del sistema se ha realizado por etapas. La primera entró en operación en 1982 y consiste en la captación de aguas por medio de la Presa Villa Victoria y su conducción por gravedad a la planta de Los Berros, de ahí continúa su conducción al tanque Pericos desde donde el agua sigue su conducción hasta el túnel Analco-San José que cruza la sierra de Las Cruces hasta llegar por el noroeste de la Ciudad. La segunda etapa inició su operación en 1985 que comprende la captación del agua mediante la presa Valle de Bravo y su conducción al vaso regulador Donato Guerra, el cual suministra agua a la planta de Los Berros. La tercera etapa esta compuesta por las captaciones Chilesdo y Colorines que iniciaron su operación en 1993 y 1994.

SISTEMAS LERMA Y CUTZAMALA

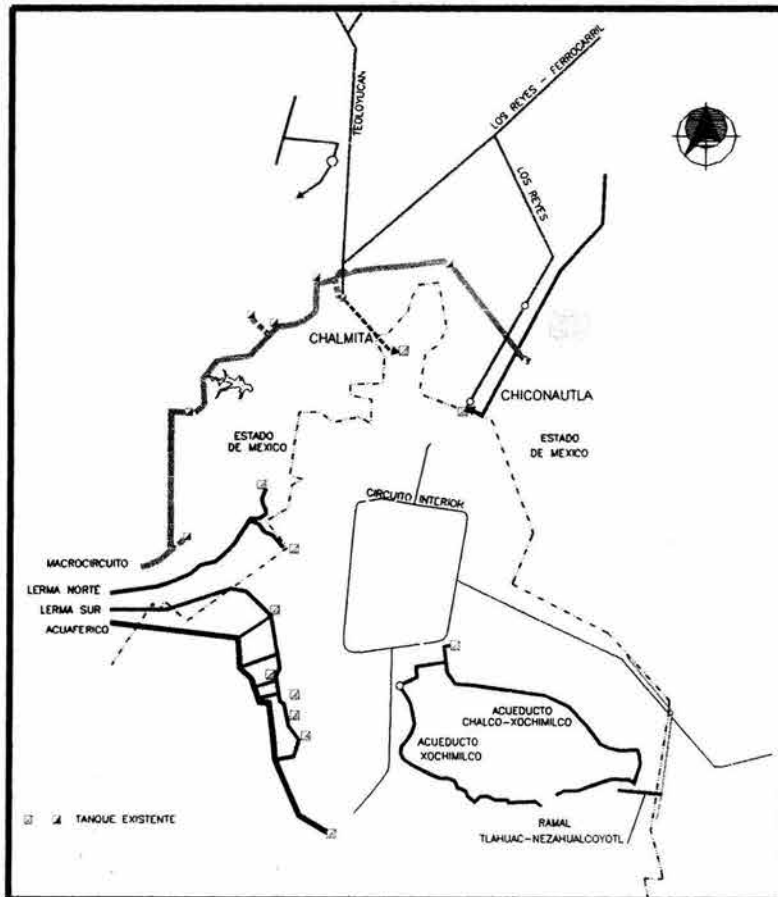


La rama norte del sistema Cutzamala da origen al Macrocircuito que sirve para abastecer exclusivamente a los municipios conurbados del Estado de México; la rama sur del sistema Cutzamala abastece al Acueducto Perimetral o Acuaférico el cual entrega y distribuye los caudales correspondientes a la zona sur de la Ciudad.

El Acuaférico se proyectó con el objetivo de distribuir el agua proveniente del sistema Cutzamala e inicia a la salida del túnel Analco-San José y sigue un camino paralelo al ramal sur del Lerma.

La otra entrada importante de agua en bloque se realiza en lo que se denomina sistema norte y esta integrado por el sistema Chiconautla, ubicado en el Estado de México, el cual llega a la delegación Venustiano Carranza; el otro es el sistema Chalmita, que entrega el agua en la delegación Gustavo A. Madero.

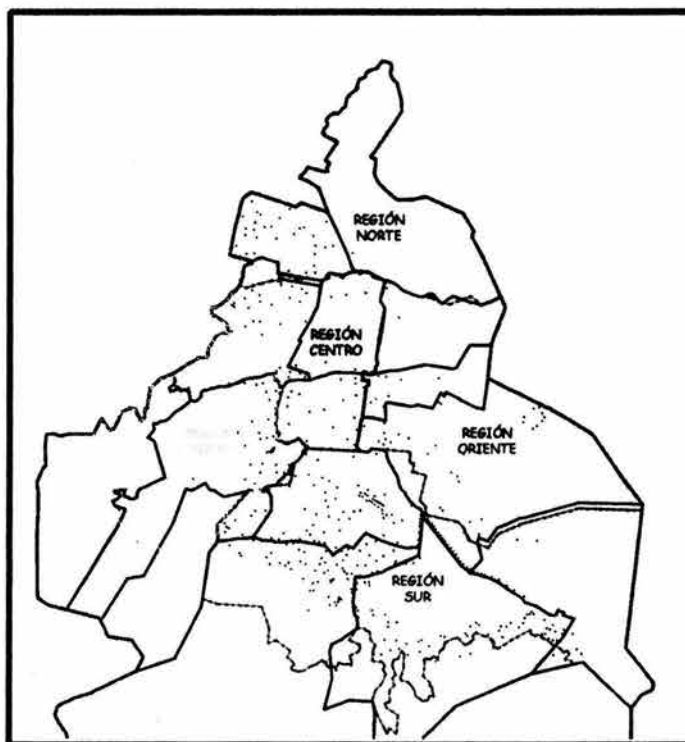
Agua en Bloque que llega al Distrito Federal



El Distrito Federal cuenta con un gasto de 35 m³/s suministrados en agua en bloque por el poniente y norte, así como de pozos ubicados dentro del mismo. Por lo que las delegaciones del oriente que por una parte se encuentran más pobladas y con un nivel socioeconómico bajo, son además las más alejadas de las principales entregas de agua en bloque, razón por la cual sufren de serios problemas relacionados con el suministro de agua potable.

Actualmente se cuenta con un total de 315 pozos ubicados en las 16 delegaciones de Distrito Federal, en donde la mayoría de estos se encuentran en la región sur, siendo la poniente la que cuenta con menor número de ellos, esto no afecta su abastecimiento ya que como se mencionó antes por esta zona entra la mayor parte del agua en bloque que llega al Distrito Federal. La profundidad de perforación de los pozos varía entre 50 y 400 m según la ubicación del acuífero, así como los caudales de extracción tienen un rango muy amplio que van desde 10 hasta 120 l/s, siendo entre 10 y 50 l/s el rango con el mayor número de pozos.

POZOS EN EL DISTRITO FEDERAL



Debido a la ubicación de la principal entrada de agua en bloque, es preciso que el agua recorra el Distrito Federal de poniente a oriente, a través de la red primaria, siendo consumida una gran parte durante su recorrido y otra se pierde en las fugas existentes en la red, lo que origina un déficit en la entrega de agua en la zona oriente.

Por esto, uno de los principales problemas que tiene el abastecimiento de agua potable es el de proporcionar el servicio de manera equitativa en todas las zonas del D. F., garantizando caudales y presiones adecuados. Esta situación no siempre es posible debido a las condiciones topográficas y a la falta de planeación con la que se ha ido desarrollando el sistema de abastecimiento.

Por una parte, los mayores desniveles del terreno se tienen en el poniente y norte, por donde además ingresan los caudales de agua en bloque. En estas zonas se registran altas presiones en la red de distribución que han sido controladas mediante la ruptura de presión en tanques y cajas reguladoras o mediante el cierre parcial de válvulas de seccionamiento. Por su parte el centro y oriente tienen menores pendientes del terreno y se encuentran más alejadas de las fuentes de abastecimiento, en especial el oriente, por lo que es una de las zonas más problemáticas para hacerle llegar el líquido.

A pesar de contar con suficiente energía potencial para llevar el agua desde el poniente hasta el oriente, no alcanza a llegar la suficiente cantidad de agua para satisfacer la demanda debido a las fugas que existen, una manera de solucionarlo sería levantar la presión en la red primaria para hacer llegar el agua a la zona oriente, lo que implicaría tener presiones demasiado altas en la red secundaria ya que no se cuenta con un control de las mismas y esto aumentaría los problemas de ruptura de tuberías y fugas, dando como resultado un servicio igual o peor de deficiente.

Una de las soluciones planteadas para este problema fue la construcción de un circuito distribuidor de agua para hacerla llegar al oriente, tanto en el Distrito Federal como en el Estado de México, el cual cuenta ya con una etapa construida que son el Macrocircuito y el Acuaferico en el norte y sur del D. F. respectivamente, sin embargo, la anterior es una obra muy costosa que por falta de recursos financieros y problemas políticos no se ha podido completar.

1.2 Problemática de la red de distribución de agua potable en el Poniente de la Ciudad

El poniente del Distrito Federal está en las faldas de las sierras de esa zona y es un área con desniveles considerables del terreno y surcada por una serie de barrancas profundas que corren de poniente a oriente, aquí como ya se mencionó el abasto de agua potable es principalmente por el agua en bloque procedente de los sistemas Lerma y Cutzamala.

De los conductos principales se derivan líneas de conducción de poniente a oriente que corren por los lomos entre barrancas y conducen el agua de un tanque a otro mas bajo en una serie de tanques que sirven para la regulación del fluido y el control de las presiones.

En el trayecto en la región poniente se tienen desniveles de hasta 300 m, por lo que estos desniveles tan grandes tienden a provocar presiones excesivamente altas en extensas zonas de las redes primaria y secundaria, este problema es atacado por el personal de operación abriendo parcialmente una serie de válvulas de seccionamiento que provocan pérdidas de carga para reducir las presiones, sin embargo, en las noches los consumos y flujos en la red disminuyen sustancialmente, debido a que la actividad de la población también lo hace, lo que provoca que las presiones en las redes aumenten de manera significativa sin tener un control apropiado de ello, con lo que el desperdicio de agua potable en fugas y la generación de nuevas resultan en un problema de dimensiones estratosféricas si tomamos en cuenta que cada día queda menos agua para consumo humano.

Esto se ve reflejado en que el personal de operación encuentra por las mañanas fugas visibles que son producto de las fuertes presiones que se presentaron en el transcurso de la noche; cabe mencionar que las fugas que son visibles no son las únicas existentes, ya que pueden pasar meses e incluso años para que una fuga se haga visible y se repare, por lo mismo es tan alto el número de fugas que existe en la red de agua potable y en el poniente, que éste se incrementa de manera notable debido a las altas presiones a que esta sometida la red debido a los desniveles tan grandes que se tienen.

El porcentaje de fugas en el Distrito Federal es muy cercano al 40% del total de agua potable que se suministra a las redes primaria y secundaria, lo que sugiere que la zona del poniente tiene un porcentaje de fugas superior al promedio, debido a las altas presiones que se presentan en la región.

Esto nos dice que una campaña de reparación de fugas en esta zona disminuiría los flujos nocturnos y aumentaría las presiones, lo que provocaría mayores fugas en las roturas no reparadas y la aparición de nuevas fugas, por lo que no es suficiente reparar fugas para poder realmente ahorrar agua, también se tiene que hacer algo para poder reducir las presiones y controlar el suministro. Por ejemplo se ha registrado una disminución del consumo de agua potable en la zona poniente a raíz de la colocación de medidores en la zona, ahora la gente consume 15% menos agua que antes, debido a que ahora le cobran todo lo que consume, lo que supone que la gente racionaliza el uso del agua debido al cobro, pero por desgracia este comportamiento no se refleja en los suministros a la red debido a la problemática descrita anteriormente, por lo que es necesaria una serie de acciones para poder combatir el problema de fugas que se tiene, ya que se vuelve un círculo vicioso, se reparan fugas y aparecen nuevas porque no se controlan las presiones.

La manera de poder romper este círculo vicioso y así lograr que la reparación de fugas tenga éxito, consiste en tener un control de presiones mediante válvulas reductoras de presión y delimitar zonas de control de presión en las regiones que así lo requieran, mediante el esquema de sectorización, de esa manera se logrará una reducción de fugas por el solo hecho de controlar las presiones e impedir que aumenten durante la noche, lo que traerá por consecuencia, que al reparar las fugas existentes no se generen otras a raíz del aumento de las presiones, y así mediante el establecimiento de un programa de monitoreo y mantenimiento de la infraestructura se podrán disminuir las fugas y se podrá contar con mas cantidad de agua para abastecer a otras zonas del D. F.

Este caudal ahorrado que se tendría en el poniente podría llevarse hacia el oriente aumentando la presión en la red primaria y controlándola en la red secundaria y así se podría satisfacer la demanda en esa zona, todo esto sin aumentar la cantidad de agua suministrada a la red.

CAPÍTULO 2.- REDES DE DISTRIBUCIÓN Y MODELOS MATEMÁTICOS

2.1 Tipos de redes

El agua es un elemento esencial para la vida, por lo que las antiguas civilizaciones se ubicaron a lo largo de los ríos, más tarde los avances técnicos le permitieron al hombre transportar y almacenar el agua, así como extraerla del subsuelo, por lo cual los asentamientos humanos se han podido establecer lejos de ríos y de otras fuentes superficiales de agua.

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

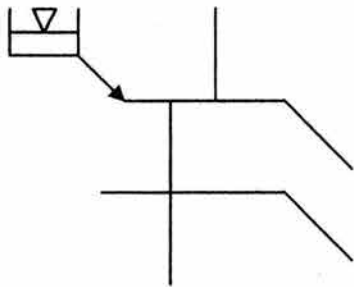
De la misma manera en que ha evolucionado el uso del agua, lo ha hecho el término “abastecimiento de agua” que en nuestros días conlleva el proveer a las localidades urbanas y rurales de un volumen suficiente de agua, con una calidad requerida y a una presión adecuada.

Un sistema moderno de abastecimiento de agua se compone de instalaciones para la captación, almacenamiento, conducción, bombeo, tratamiento y distribución. Las obras de captación y almacenamiento permiten reunir las aguas aprovechables de ríos, manantiales y del subsuelo. Incluyen actividades como el desarrollo y cuidado de la cuenca de aportación, pozos y manantiales, así como la construcción de presas y galerías filtrantes. La conducción engloba a los canales y acueductos que incluyen instalaciones complementarias de bombeo para transportar el agua desde la fuente hasta el centro de distribución. El tratamiento es la serie de procesos que le dan al agua la calidad requerida y por último, la distribución es dotar de agua al usuario para su consumo, ya sea en tomas domiciliarias o en hidrantes públicos.

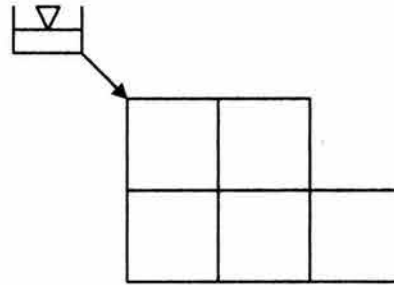
En este trabajo nos enfocaremos al último eslabón de la cadena de un sistema de abastecimiento de agua potable: la red de distribución.

En el caso de la distribución de agua potable se conocen tres tipos de configuraciones de la red, abiertas, cerradas y combinadas. Se dice que una red es abierta cuando los tubos que la componen se ramifican sucesivamente, sin intersectarse después para formar circuitos, los extremos finales pueden

terminar en un recipiente o descargar libremente a la atmósfera. Se conoce como red cerrada aquella en la cual los conductos que la componen se cierran formando circuitos. En ocasiones es necesario emplear ramificaciones en redes cerradas, esto significa que se tienen ambas configuraciones y se denomina red combinada.



Red abierta



Red cerrada

En función de la topografía de la localidad y de los tanques de regularización existentes, se define el funcionamiento hidráulico de la red de distribución, por lo que la planimetría determina en gran parte el tipo de red por diseñar: abierta, cerrada o combinada.

La red abierta se tiene generalmente cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permiten tener circuitos, o bien en comunidades con predios muy dispersos; este tipo de configuración tiene desventajas debido a que en los extremos muertos pueden formarse crecimientos bacterianos y sedimentación, además en caso de reparaciones se interrumpe el servicio más allá del punto de reparación, lo recomendable es tener redes cerradas, por su eficiencia hidráulica y su flexibilidad de operación, ya que en caso de falla, el agua puede tomar trayectorias alternas para abastecer una zona de la red.

La red de distribución del Distrito Federal cuenta con redes abiertas, cerradas y combinadas por lo que su análisis requiere de estudios precisos para resolver problemas como los que presenta la zona del poniente.

Una red de distribución esta formada por tuberías subterráneas, cuyo objeto es entregar el agua hasta la entrada de los predios de los usuarios y debe satisfacer los siguientes requisitos:

- Suministrar agua en cantidad suficiente (gasto máximo horario de proyecto).
- El agua debe ser potable.

- El diseño de la red de distribución debe tomar en cuenta la situación económica de los usuarios, para lo cual se debe considerar el estudio de factibilidad económica y financiera.
- Las tuberías de agua potable se ubican separadas de otros conductos subterráneos vertical y horizontal.
- La tubería de agua potable siempre debe localizarse por encima del alcantarillado.

Cabe mencionar, que las presiones de servicio que deben satisfacer los predios de acuerdo al uso al que se destinen se clasifican de la siguiente manera:

- Residencial de 1.0 a 2.0 kg/cm²
- Comercial de 2.0 a 3.5 kg/cm²
- Industrial de 2.5 a 4.0 kg/cm²

Dentro de las redes de distribución de agua potable existe otra clasificación que ya se ha mencionado, la de red primaria y secundaria, a la red primaria esta conectada la red secundaria. Los diámetros de la red primaria de acuerdo a una clasificación hecha por el SACM son iguales o mayores a 500 mm, y para la red secundaria los diámetros son menores a 500 mm (20’’).

El cálculo hidráulico de las redes se realiza para las condiciones dinámicas, lo que permite verificar las presiones en la red y las variaciones de nivel en los tanques a través del tiempo, para lo cual se emplean modelos matemáticos.

No hay que olvidar que la base del cálculo hidráulico es contar con un plano actualizado de la localidad con la infraestructura existente, que muestre las diferentes zonas por abastecer de acuerdo al tipo de actividad que predomine en ella, (residencial, comercial e industrial).

Algunos datos que se requiere para el cálculo de una red son la dotación, la población, el gasto medio diario, el gasto máximo diario y el gasto máximo horario.

Dotación (D) es la cantidad de agua potable que se asigna a cada habitante y que comprende todos los consumos de los servicios que se hacen en un día medio anual, incluyendo pérdidas. El consumo (C) es el agua que requiere el ser humano para satisfacer sus necesidades. Las pérdidas (P) son el complemento de la

dotación e incluyen fugas, tanto la red, como en tomas domiciliarias, pérdidas de carga por fricción, pérdidas locales, etc.

$$D = C + P$$

El gasto medio diario es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio (Q_M).

Para la obtención de los gastos máximo diario (Q_{MD}) y máximo horario (Q_{MH}) se necesita de la aplicación de los siguientes coeficientes:

| | |
|---|-------------|
| Coefficiente de variación diaria (CVD) | 1.20 – 1.50 |
| Coefficiente de variación horaria (CVH) | 1.50 – 2.00 |

Quedando expresado de la siguiente manera:

$$\left. \begin{aligned} Q_M &= (D * P) / 86400 \\ Q_{MD} &= Q_M * CVD \\ Q_{MH} &= Q_{MD} * CVH \end{aligned} \right\} \text{ (l/s)}$$

Donde P es la población, en habitantes.

Siendo los valores de 1.2 para el CVD y de 1.5 para el CVH los mas usados para proyectos en la República Mexicana.

El buen funcionamiento de una red de distribución se juzga con base en las presiones disponibles para un gasto especificado, las cuáles deberán ser lo suficientemente altas para cubrir las necesidades de los usuarios y por otro lado no deberán ser excesivas para no elevar los costos y evitar dañar la red interior de las casas-habitación o edificios; además como ya se mencionó al tener una presión demasiado grande se aumentan las fugas, lo que implica un costo no recuperable, así las presiones que se han de mantener en cualquier punto de la red deben permitir el suministro de una cantidad razonable de agua en los pisos más altos de las casas y fábricas y en los edificios comerciales de no más de 4 pisos.

2.2 Breve historia de los modelos matemáticos

El análisis de redes por computadora es el proceso de emplear un modelo matemático para simular el funcionamiento hidráulico de un sistema de distribución de agua potable, así como para definir las características del sistema para cumplir con criterios preestablecidos de diseño en lo referente a gastos y presiones disponibles.

Los programas de redes han evolucionado paralelamente a las computadoras, de tal forma, que cualquier avance en el campo de la computación, es reflejado inmediatamente en los programas de redes, para beneficio de la sociedad.

El análisis del funcionamiento de redes de distribución se inició en 1936, cuando se publicó el método de Hardy Cross. Este método es un esquema numérico sistemático que permite el cálculo de gastos y presiones en una red de distribución; por lo que se convirtió en una aplicación ideal durante la aparición de las computadoras, debido a su laboriosidad y susceptibilidad a errores humanos en redes complejas o de varios circuitos.

En la modelación de redes de distribución se emplearon computadoras analógicas (1940), consistentes en una especie de modelo físico de la red construido con cables, resistencias y bulbos, el cual simulaba el flujo de la red con corrientes eléctricas.

Con la aparición de las primeras computadoras se desarrollaron los primeros programas de redes (1950), los cuales tuvieron un uso muy limitado debido a su accesibilidad, ya que las computadoras de esta época eran multiusuario y se manejaban a través de terminales.

En 1965 apareció el programa de Shamir-Howard, y en 1969 el de Epp-Fowler. El primero se basaba en el principio de continuidad para determinar un conjunto preestablecido de incógnitas como presiones, consumos y características de los tubos y nudos, por su parte el segundo se orientaba al análisis de los circuitos y solo permitía el cálculo de gastos y presiones en la red. Los programas desarrollados en esta década usaban soluciones correspondientes a un tiempo determinado, como datos iniciales para calcular la situación del sistema un intervalo de tiempo después; a este proceso se le llamó de diversas formas como:

simulación de soluciones múltiples, simulación continua, simulación temporal o simulación de períodos extendidos.

En los 70's, los programas de redes presentaron importantes mejoras, tales como la posibilidad de simular todos los componentes del sistema de distribución, incluyendo estaciones de bombeo, válvulas reguladoras de presión y de seccionamiento, almacenamientos, así como la simulación dinámica o continua del sistema. A finales de esta década disminuyó el costo de las computadoras y aumentó la disponibilidad de programas auxiliares al análisis de redes como los de construcción de redes y comparación de resultados, y así el análisis de redes por computadora se volvió más accesible.

En las décadas de los 80's y 90's aparecieron numerosos programas para el análisis de redes con mayores capacidades, rutinas de simulación estática o dinámica, así como un mejor manejo de la base de datos, gráficas, cálculos de costo de bombeo, diseño de redes y rutinas de dimensionamiento óptimo de tuberías.

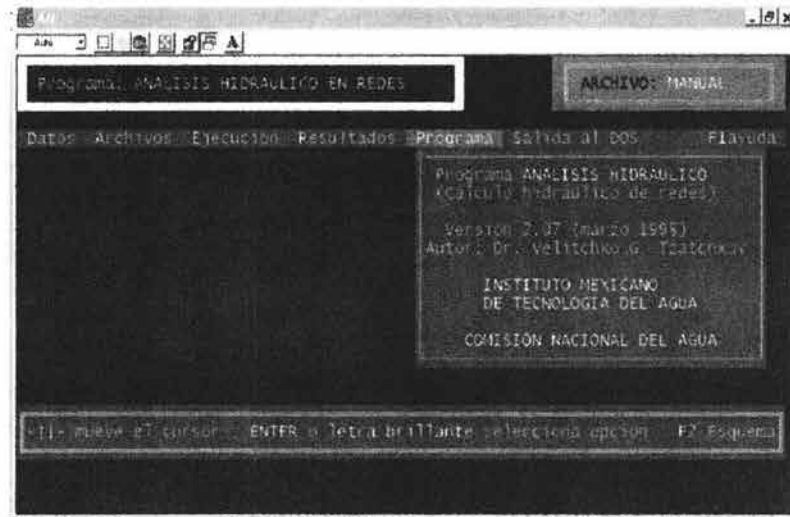
Así mismo, algunos programas han combinado la capacidad de manejo de mapas computarizados, bases de datos y análisis de la red, así como también comparten la información con sistemas para el manejo de información geográfica (Geographic Information Systems GIS), sistemas de diseño asistido por computadora (Computer Assisted Design CAD) y otros que utilizan los datos y resultados del análisis para elaborar gráficas, planos y reportes correspondientes a la red de tuberías, presiones, gastos, etc.

En la actualidad los programas ya pueden utilizar los datos y resultados del análisis de redes para elaborar gráficas, planos y reportes correspondientes a la red de tuberías, presiones, gastos y comparación de alternativas. El modelo matemático permite simular el funcionamiento hidráulico de la red de distribución, para esto se busca una representación matemática precisa del comportamiento hidráulico del sistema, es decir, que exista la mayor similitud posible entre las condiciones observadas y las calculadas.

2.3 Modelos matemáticos y su implementación en programas de cómputo

En México también se han diseñado programas para la solución de modelos matemáticos enfocados a resolver redes de distribución, así la CNA por medio del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) a desarrollado diversos programas, a continuación mencionaremos dos de ellos.

El programa AH (Análisis Hidráulico) calcula la distribución de gastos y presiones del flujo permanente en una red con consumos fijos en los nudos y niveles fijos en los tanques, esto significa que encuentra una solución momentánea o estática para la red. A continuación se muestra la pantalla principal del programa.



En el programa se emplea la formulación de ecuaciones en función de las cargas y para resolverlas se utiliza el método de solución numérica de Newton-Raphson.

Con base en el desarrollo de la serie de Taylor de la función del gasto $f(Q)$ hasta la primera iteración, se obtiene una aproximación lineal de la ecuación de flujo en una tubería y es la ecuación fundamental del método para la iteración k , quedando de la siguiente manera:

$$Q^{k+1} = \alpha^k (h_s^{k+1} - h_i^{k+1}) + \frac{1}{2}Q^k \tag{1}$$

$$\alpha^k = \frac{1}{2C |Q^k|} \tag{2}$$

donde:

Q = es el gasto que fluye por la tubería (l/s).

C = depende del coeficiente de rugosidad, la longitud de la tubería (m) y el diámetro de la tubería (mm).

$$h_s = z_s + p_s / \gamma$$

$$h_i = z_i + p_i / \gamma$$

's' e 'i' son las dos secciones analizadas en el tubo.

Para el cálculo de la pérdida de carga una de las fórmulas más empleadas es la de Darcy-Weisbach, que esta dada por la siguiente ecuación:

$$h_f = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g}$$

donde:

f = es el coeficiente de rugosidad.

g = es la aceleración de la gravedad (m/s²).

v = es la velocidad del flujo (m/s).

L = longitud de la tubería (m).

d = diámetro de la tubería (m).

Así para una red de tuberías, si los gastos de cada tubería de la red se expresan en términos de las cargas de presión por medio de la ecuación (1), se forma un sistema de ecuaciones lineales cuyas incógnitas son las cargas de presión en la iteración $k+1$. Así se puede afirmar que para cualquier red de tuberías se requiere resolver un sistema de ecuaciones lineales cuyas incógnitas son h^{k+1} del tipo:

$$A \{ h^{k+1} \} = B \tag{3}$$

donde:

A = matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones (depende de los parámetros α^k).

h^{k+1} = vector de incógnitas.

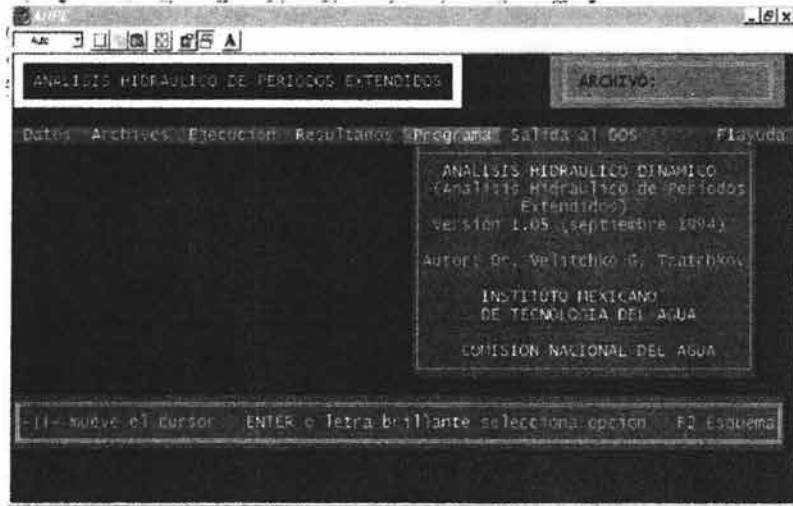
B = vector de términos independientes (depende de $q/2$, α^k y h).

Si los gastos en las tuberías (Q^k) y las cargas (h^k) son conocidos, se pueden calcular los coeficientes α^k con la ecuación (2) y formar el sistema de ecuaciones (3). Luego al resolver este sistema, se encuentra h^{k+1} , con ella, con α^k y Q^k se calcula por medio de (1) a Q^{k+1} para todas las tuberías de la red. Cuando Q^k y Q^{k+1} son aproximadamente iguales para todas las tuberías se dice que se obtuvo la solución de la red, de otro modo se asignan a las variables de la iteración k , las de la iteración $k+1$ y se repite el proceso.

En la siguiente pantalla del programa podemos observar los resultados que arroja el programa para las tuberías de la red, una vez calculada.

| TRAMO | TIPO | N.º DE TANQUES | LONGITUD (m) | D.ª (mm) | D.ª (mm) | Q.º (l/s) | Q.º (l/s) | PERD. (m) |
|-------|------|----------------|--------------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 1 | 1 | 100.00 | 100.0 | 100.0 | 28.56 | 2.20 | 2.22 |
| 2 | 1 | 1 | 50.00 | 100.0 | 100.0 | 13.59 | 2.75 | 0.41 |
| 3 | 1 | 1 | 300.00 | 100.0 | 100.0 | -0.44 | 0.95 | 0.75 |
| 4 | 1 | 1 | 150.00 | 100.0 | 100.0 | 27.50 | 2.56 | 1.70 |
| 5 | 1 | 1 | 250.00 | 100.0 | 100.0 | 7.78 | 0.95 | 1.50 |
| 6 | 1 | 1 | 150.00 | 100.0 | 100.0 | 1.76 | 0.67 | 2.03 |
| 7 | 1 | 1 | 250.00 | 100.0 | 100.0 | 1.95 | 2.57 | 0.55 |
| 8 | 1 | 1 | 150.00 | 100.0 | 100.0 | 5.90 | 1.78 | 1.03 |
| 9 | 1 | 1 | 150.00 | 100.0 | 100.0 | 32.75 | 1.91 | 1.69 |
| 10 | 1 | 1 | 150.00 | 100.0 | 100.0 | -4.20 | 2.44 | 0.71 |
| 11 | 1 | 1 | 150.00 | 100.0 | 100.0 | 24.30 | 1.66 | 0.75 |
| 12 | 1 | 1 | 50.00 | 100.0 | 100.0 | 14.51 | 2.90 | 1.82 |

El programa *AHPE* (Análisis Hidráulico de Periodos Extendidos) analiza las variaciones del flujo y de los niveles en los tanques de una red, dentro de un periodo de tiempo con demandas variables, es decir, encuentra una solución continua o dinámica para la red, y se aplica en el cálculo hidráulico correspondiente al procedimiento de diseño, para verificar el diseño de una red y en el cálculo de las dimensiones y especificaciones hidráulicas de los tanques de regulación. A continuación se muestra la pantalla principal del programa.



El modelo dinámico se basa en las soluciones de las ecuaciones diferenciales de continuidad y de cantidad de movimiento de flujo no permanente funcionando a presión, para eso se emplea un esquema de diferencias finitas de tipo implícito.

Así para un tubo cualquiera de la red, aplicando el principio de conservación de cantidad de movimiento se obtiene:

$$Q^{k+1} = \alpha^k (h_s^{k+1} - h_i^{k+1}) + \gamma^{k-1} \quad (4)$$

donde:

$$\alpha^k = \frac{\theta}{l / ag\Delta t + 2\theta C |Q^k|}$$

$$\gamma^k = \frac{(1-\theta)(h_s^k - h_i^k) + (2\theta-1) C |Q^k| Q^k + lQ^k / ag\Delta t}{l / ag\Delta t + 2\theta C |Q^k|}$$

Δt = intervalo de tiempo.

a = área transversal del tubo (m^2).

l = longitud del tubo (m).

g = aceleración de la gravedad (m/s^2).

θ = factor de peso (entre 0 y 1).

$$C = 0.0826 f L d^{-5}$$

k = indica el valor de la variable en el tiempo $t = k\Delta t$.

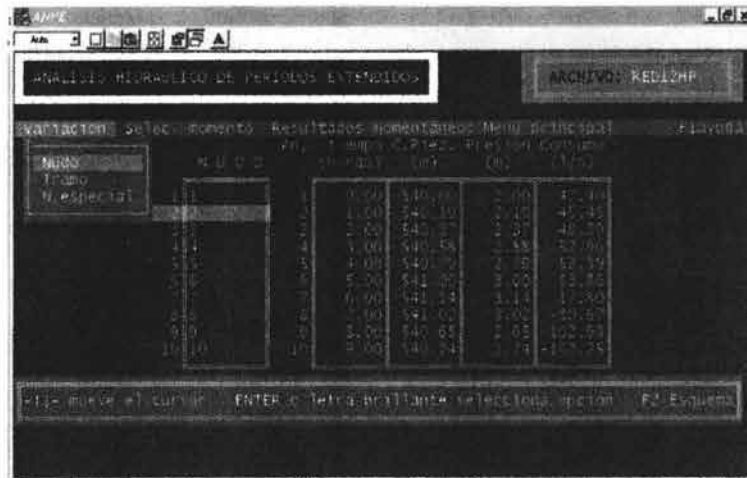
La ecuación (4) relaciona las cargas piezométricas en los extremos de la tubería con el gasto que circula por ella en el instante k , se acepta que las condiciones en el instante $k-1$ son conocidas.

En cada nudo i de la red y para el tiempo $t = k\Delta t$, se establece que la suma de los gastos que entran es igual a la de los gastos que salen; así se plantea que:

$$\sum_i Q^{k+1} = q_{Di}^{k+1}$$

Para realizar la simulación de flujo no permanente en una red de distribución de agua potable con el modelo dinámico es necesario tener en cuenta la variación de la demanda a lo largo del día. Por lo que estos datos se obtienen de estudios previos dependiendo del lugar donde se necesita hacer la simulación.

En la siguiente figura se muestran los resultados para los nudos de la red, una vez corrido el programa.



2.4 Programa de cómputo EPANET

Este programa fue creado por la Environmental Protection Agency (EPA) de los EE.UU. la cual se encarga de formular e implementar acciones para lograr un balance entre las actividades del hombre y la naturaleza que lo rodea, así la EPA cuenta con un programa de investigación con apoyo y soporte técnico para la solución de problemas ambientales y la mejor manera de aprovechar los recursos naturales.

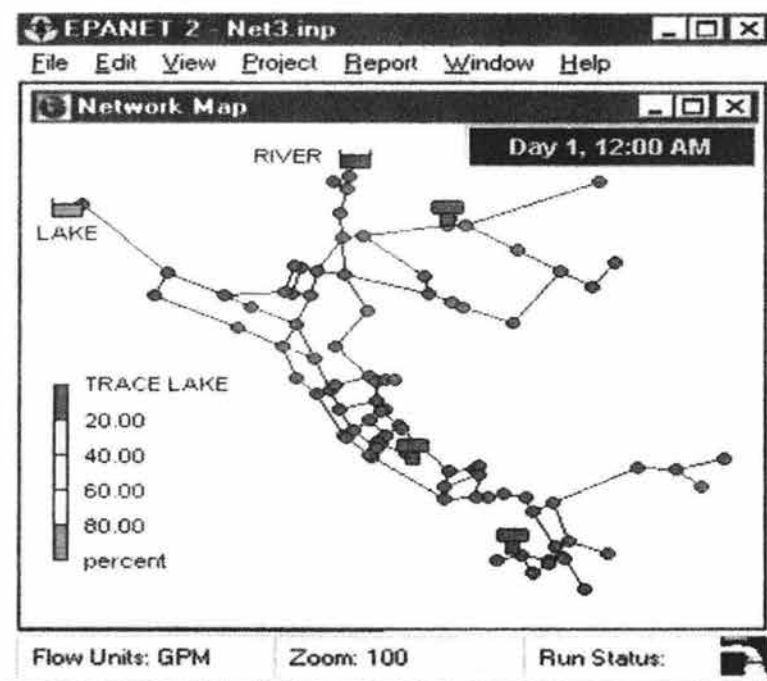
En el National Management Research Laboratory (NMRL) de la EPA se realiza la investigación de tecnologías y control de propuestas para la reducción de riesgos y amenazas a la salud humana y el medio ambiente que se tienen en la actualidad.

El laboratorio cuenta con un programa de investigación cuyo principal objetivo es la prevención y control de la contaminación del aire, la tierra, el agua, los recursos del subsuelo, protección de la calidad del agua en sistemas de agua potable, etc. y en el área de calidad del agua potable es que se desarrolla EPANET, que es un programa de simulación en computadora que ayuda a la creciente necesidad de comprender mejor el comportamiento del agua tratada al llegar a los sistemas de distribución, para eso predice el tanto el comportamiento hidráulico como el de la calidad del agua dentro de una red de distribución de agua potable.

El programa EPANET realiza simulaciones en periodo extendido del comportamiento hidráulico y de calidad del agua en redes de tuberías a presión, una red esta o puede estar constituida por tuberías, nudos, bombas, válvulas y depósitos de almacenamiento o embalses.

EPANET permite seguir la evolución del flujo del agua en las tuberías, de la presión en los nudos, del nivel de agua en los depósitos y de la concentración de cualquier sustancia a través de la red de distribución durante un periodo prolongado de simulación, permite también determinar los tiempos de permanencia del agua en la red y su procedencia desde los distintos puntos de alimentación. Una característica distintiva del programa es que aunque puede modelar simultáneamente el comportamiento hidráulico de la red y el de calidad del agua, puede calcular solamente la parte hidráulica.

En la siguiente imagen se muestra la pantalla del programa, el cual a diferencia de los anteriores permite observar el arreglo de la red, así como algunos de los resultados que arroja después de calcular la red.



Las capacidades hidráulicas del programa son las siguientes:

- Puede analizar redes de cualquier tamaño.
- Puede analizar las pérdidas por fricción utilizando las fórmulas de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, o Chezy-Manning.
- Incluye pérdidas locales debidas a cambios de dirección, accesorios, etc.
- Puede modelar la velocidad de las bombas.
- Calcula la energía del bombeo y su costo.

- Modela varios tipos de válvulas que incluyen, de seccionamiento, check, reguladoras de presión y de control de gastos.
- Permite cualquier tamaño y capacidad de tanques.

Las capacidades de calidad del agua del programa son:

- Modela el movimiento de un material no reactivo a través del tiempo en la red.
- Modela el movimiento y destino de materiales reactivos, ya sea que aumenten o disminuyan con el tiempo.
- Modela el tiempo que pasa el agua en la red.
- Puede estudiar la pérdida del cloro residual, etc.

Estas son las principales capacidades del programa EPANET tanto hidráulicas como de calidad del agua, en este trabajo solo se utilizará la parte hidráulica para el análisis de los sectores, aprovechando que se puede trabajar con ella por separado.

A continuación se describen parte de los elementos necesarios para realizar un análisis de una red de distribución de agua potable.

EPANET interpreta una red de distribución de agua potable como un conjunto de líneas conectadas en sus extremos llamados nudos. Las líneas representan tuberías, válvulas y bombas. Los nudos representan puntos de unión, tanques y reservorios.

Los puntos de unión en la red sirven para que el agua entre o salga de la red, los datos básicos que requiere el programa para los puntos de unión son la elevación y la demanda de agua; así los datos que puede mostrar después de cualquier periodo de simulación para los puntos de unión son la carga hidráulica y la presión.

Los reservorios son depósitos con volumen infinito que alimentan de agua a la red.

Los tanques tienen una capacidad que puede variar con el tiempo durante una simulación, los datos básicos que se le deben proporcionar al programa son la elevación del fondo del tanque, su diámetro, los

niveles de agua inicial, mínimo y máximo; y así el resultado principal que arroja el programa es la carga hidráulica.

Una particularidad del programa es que el tanque opera solo entre los niveles mínimo y máximo de agua, así EPANET interrumpe la salida de agua si el tanque esta a su nivel mínimo y detiene la entrada de agua si llega al máximo.

Las tuberías transportan el agua de un punto a otro de la red, EPANET asume que todas las tuberías están llenas a toda hora. El sentido del flujo es del extremo de mayor carga piezométrica al de menor, los datos básicos que requiere el programa para las tuberías son nudos inicial y final, diámetro, longitud, coeficiente de rugosidad y estado de la tubería (abierta, cerrada, o con válvula). Por lo que los resultados que arroja el programa en relación a las tuberías son el gasto, la velocidad y la pérdida de carga.

Como se mencionó antes, para el cálculo de la pérdida por fricción puede utilizar tres diferentes fórmulas, la fórmula de Hazen-Williams es la ecuación de pérdidas mas utilizada en los sistemas de distribución, la de Darcy-Weisbach es la que arroja datos más precisos y se aplica a todos los flujos y líquidos, la de Chezy-Manning se emplea usualmente para el flujo en canales abiertos.

Se utiliza la siguiente ecuación para su cálculo sin importar la que se elija para el cálculo de las perdidas por fricción:

$$h_L = Aq^B$$

donde:

h_L = pérdida de carga (m).

q = el gasto (l/s).

A = es un coeficiente de resistencia.

B = es un exponente del gasto.

La siguiente tabla nos muestra diferentes expresiones para el cálculo del coeficiente de resistencia y los valores para el exponente del gasto dependiendo de la fórmula a emplear. Cada fórmula utiliza un coeficiente de rugosidad diferente que se determina empíricamente.

| <i>Formula</i> | <i>Resistance Coefficient (A)</i> | <i>Flow Exponent (B)</i> |
|----------------|---------------------------------------|------------------------------|
| Hazen-Williams | $4.727 C^{-1.852} d^{4.871} L$ | 1.852 |
| Darcy-Weisbach | $0.0252 f(\epsilon, d, q) d^{-5} L$ | 2 |
| Chezy-Manning | $4.66 n^2 d^{-5.33} L$ | 2 |

Las pérdidas locales son causadas debido a la turbulencia que se produce en los cambios de dirección y en los accesorios que contenga la red, la importancia de éstas depende del trazado de la red y de la precisión que se requiera, así cada tubería o válvula puede tener un coeficiente de pérdida local asociado si el trabajo lo requiere.

Las válvulas limitan la presión y/o el gasto en determinado punto de la red y los datos básicos que necesita el programa para poder incluirlas en la red son nudos de inicio y fin, diámetro, colocación y su estado. Los resultados que arroja el programa relacionado con las válvulas son el gasto y las pérdidas.

Los diferentes tipos de válvulas que maneja EPANET son:

- Válvulas reductoras de presión que limitan la presión en un punto de la tubería de la red.
- Válvulas sostenedoras de presión que mantienen la presión en un punto de la tubería de la red.
- Válvulas rompedoras de presión producen una pérdida de presión específica que ocurre a través de la misma.
- Válvulas controladoras de gasto limitan el gasto a una determinada cantidad.
- Válvulas controladoras por estrangulamiento simulan una válvula parcialmente cerrada ajustando el valor del coeficiente de pérdida local de las mismas.
- Válvulas de propósitos generales, se utilizan para representar una unión en donde el usuario cambia la relación de un gasto y su pérdida de carga en vez de usar una de las fórmulas básicas de la hidráulica.

Además de los componentes físicos, EPANET requiere de componentes no físicos como son patrones y controles para describir el comportamiento y el aspecto operacional de la red de distribución.

Un patrón de tiempo es una serie de factores multiplicativos que se pueden aplicar al valor base de la demanda para que varíe en el tiempo; la demanda de los nudos, la carga de los reservorios pueden tener en los datos básicos patrones de tiempo asociados. El patrón de tiempo resulta en una curva de modulación, así en cada intervalo de tiempo se supone que la demanda permanece constante.

Los controles determinan como es operada la red en el tiempo, especifican el estado de ligas seleccionadas como una función del tiempo, niveles de agua en los tanques y la presión en puntos seleccionados dentro de la red, utiliza dos tipos de controles, los simples y los basados en reglas.

Los controles simples cambian el estado de un componente de la red basados en:

- El nivel del agua en un tanque
- La presión en una unión
- El tiempo de la simulación
- La hora del día

Los controles basados en reglas permiten ligar estados ya establecidos para que se basen en una combinación de condiciones que se puedan presentar en la red después de que se inició un estado hidráulico del sistema.

La solución para las cargas y gastos en un punto en particular en el tiempo involucra la solución simultánea de las ecuaciones de continuidad para cada unión y la de la pérdida de carga en cada tubería de la red. Este proceso es conocido “balanceando hidráulicamente” la red, que requiere el uso de iteraciones para resolver las ecuaciones no lineales involucradas. EPANET utiliza el “Algoritmo del Gradiente” para este propósito.

Para lo cual asume una red de tuberías con N nudos de unión y NF nudos de abastecimiento, la relación gasto-pérdida de carga esta dada por:

$$H_i - H_j = h_{ij} = rQ_{ij}^n + mQ_{ij}^2 \quad (5)$$

donde:

H = es la carga en el nudo (m).

h = pérdida de carga (m).

r = coeficiente de resistencia (depende de la fórmula de pérdida de carga que se utilice).

Q = gasto (l/s).

n = es un exponente asociado al gasto.

m = coeficiente de pérdida local.

La segunda condición que se debe satisfacer es la continuidad del gasto para los nudos de i a j dada por:

$$\sum_j Q_{ij} - D_i = 0 \quad \text{para } i = 1, 2, \dots, N \quad j = i+1. \quad (6)$$

donde:

D_i = es el gasto demandado en el nudo i .

Para la aplicación de cargas conocidas en los nudos de abastecimiento se busca una solución para todas las cargas H_i y los gastos Q_{ij} que satisfagan las ecuaciones (5) y (6).

El método de solución del gradiente empieza con un gasto inicial estimado en cada tubería, que puede no satisfacer la continuidad del gasto, en cada iteración del método se encuentran nuevas cargas en los nudos al resolver la ecuación de matrices:

$$A H = F \quad (7)$$

Los elementos de la diagonal de la matriz Jacobiana de $N \times N$ (A) son:

$$A_{ii} = \sum_j p_{ij}$$

Mientras que los términos diferentes de cero fuera de la diagonal son:

$$A_{ij} = - p_{ij}$$

donde:

p_{ij} es el inverso de la derivada de la pérdida de carga en los nudos i y j respecto al gasto.

$$P_{ij} = \frac{1}{nr |Q_{ij}|^{n-1} + 2m |Q_{ij}|}$$

El vector H es el de las cargas desconocidas en los nudos, es de orden Nx1.

El vector de términos correctos F es del mismo orden que H y consiste en el gasto no balanceado más un factor de corrección del gasto dado por la siguiente ecuación:

$$F_i = (\sum_j Q_{ij} - D_i) + \sum_j y_{ij} + \sum_f p_{if} H_f$$

En donde el último término se aplica a las conexiones de un nudo i a un nudo de abastecimiento f, el factor de corrección del gasto está dado por:

$$y_{ij} = p_{ij} (r |Q_{ij}|^n + m |Q_{ij}|^2) s$$

donde:

$$s = +1 \text{ si } Q_{ij} \geq 0.$$

$$s = -1 \text{ si } Q_{ij} < 0.$$

Después de que las nuevas cargas son encontradas al resolver la ecuación (7) se corrigen los gastos de la siguiente manera:

$$Q_{ij} = Q_{ij} - [y_{ij} - p_{ij} (H_i - H_j)] \quad (8)$$

Si la suma absoluta de los cambios en los gastos relativos al gasto total en toda la red es mayor a una determinada tolerancia entonces las ecuaciones (7) y (8) se resuelven otra vez. La fórmula de corrección del gasto (8) siempre llega a la continuidad después de la primera iteración.

Como podemos observar ahora en día el cálculo de una red de distribución de agua potable se simplifica mucho gracias a la ayuda de los modelos matemáticos, sin olvidar que los resultados que arroje el programa dependen en un 100% de la buena o mala información que le proporcione el ingeniero a cargo del estudio.

CAPÍTULO 3.- SECTORIZACIÓN EN LA ZONA PONIENTE DEL DISTRITO FEDERAL PARA RESOLVER SU PROBLEMÁTICA

3.1 Sectorización

La sectorización en una red de distribución de agua potable consiste en dividir en pequeñas subredes la red general, esto significa tener microcircuitos dentro de los circuitos principales que conforman la red secundaria, con el objetivo de mejorar el servicio.

Esto es el resultado de estudios técnicos que sirvieron de base para la elaboración del Plan Maestro de Agua Potable del Distrito Federal 1997-2010, encaminados a una división de zonas operativas en subsistema independientes, los cuales necesitan de la instalación de dispositivos de macromedición de caudales y de presión en los tanques y en diversos puntos de la red, adicionalmente se requiere también un programa de carácter puntual para la rehabilitación y mantenimiento correctivo de los cruceros y válvulas, ya que un número importante se encuentran inundados o azolvados.

Al implementar la sectorización el objetivo principal es mejorar el servicio de abastecimiento de agua potable en calidad y cantidad, por lo que esta solución es urgente en todo el Distrito Federal, debido a que la red se encuentra en pésimas condiciones por la falta de mantenimiento que ha tenido a lo largo de su vida útil. Dando como resultado que el agua no este al alcance de todos los que la necesitan.

Al implementar la sectorización se obtienen los siguientes beneficios:

- Control de presiones.
- Control del gasto suministrado.
- Mayor eficiencia en la detección y reparación de fugas.
- Sustitución de fuentes de abastecimiento.

Como todo, esto también tiene algunas desventajas a corto plazo, la construcción y/o reparación de la infraestructura del sector, pero a largo plazo el beneficio es enorme ya que se tendrán bajo control las presiones, lo que reflejará una disminución en las fugas, lo que a su vez reflejará un ahorro en el suministro de agua potable a la red, al tener el control del gasto en el sector se podrá detectar de manera mas eficiente

una fuga y proceder a su reparación sin afectar a una zona amplia de la población, por lo que las fugas irán disminuyendo conforme el paso del tiempo, siempre y cuando el mantenimiento del sector sea adecuado y no se descuide como suele suceder en muchos lados, sin olvidar que la capacitación al personal que opere la red es de suma importancia para lograr un resultado positivo en este programa.

La colocación de las válvulas de seccionamiento permitirá controlar de una mejor manera el agua en el momento de que se requiera una reparación de fuga o de mantenimiento a otras válvulas.

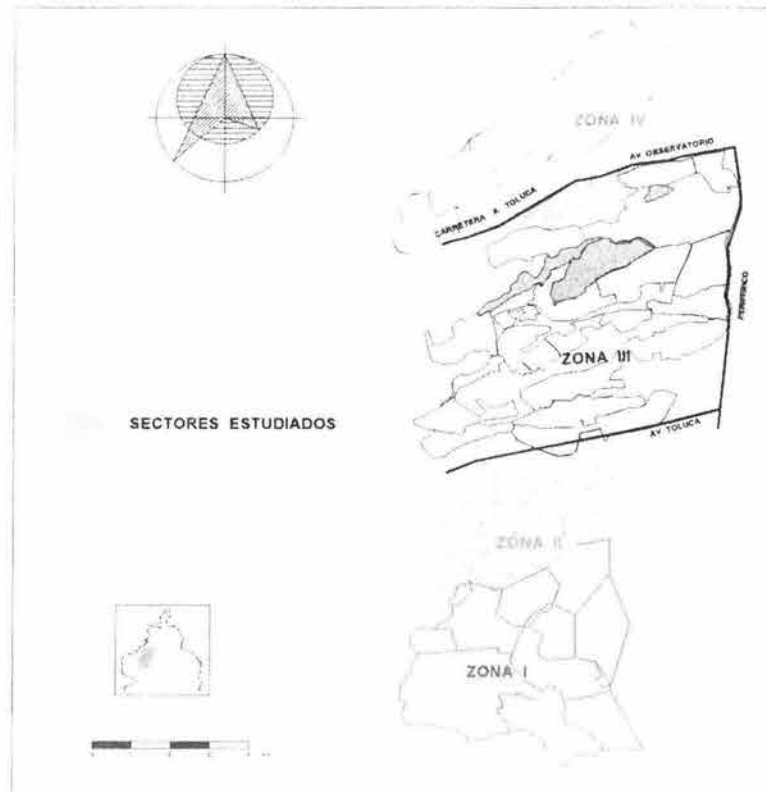
También se necesita conocer la edad de la tubería de cada sector para analizar si se necesita sustituir o si esta en condiciones de seguir operando, esto es vital ya que incrementaría los costos de manera significativa. Otro punto que puede ser atacado por medio de la sectorización es el de sustitución de fuentes de abastecimiento, ya que los problemas de hundimientos del Distrito Federal requieren de la suspensión de algunos pozos profundos para su abastecimiento.

El consumo de agua se determina según el tipo de usuario: doméstico, comercial, industrial y de servicios. La cantidad diaria de agua que requiere una persona en su vivienda para satisfacer sus necesidades depende de las características físicas y geográficas de la localidad, en el caso del consumo industrial, comercial y de servicios varía por el tamaño de los establecimientos, el número de empleados, el volumen de producción y el giro, así algunas industrias utilizan el agua para servicios generales y en otras como las de alimentos ésta es parte del producto terminado y es utilizada a lo largo de todo el proceso, de igual manera en el comercio y los servicios.

Las principales pérdidas de caudal registradas en el sistema de agua potable, son las ocasionadas por las fugas en las redes de distribución, tomas domiciliarias, tomas clandestinas y el desperdicio de los propios usuarios, por esto se requiere de presiones adecuadas para controlar las fugas; el material empleado en la fabricación de la red es otro aspecto que determina el porcentaje de fugas ya que en el Distrito Federal más del 90% del total de la tubería es de asbesto-cemento hasta el año 1997, ya que a partir de entonces se ha utilizado tubería de polietileno de alta densidad para la sustitución de la red de agua potable, por lo que este porcentaje a ido disminuyendo a partir de entonces, otro factor importante es la edad de la misma que está cerca de los 50 años, estos factores nos hacen suponer que las fugas totales en el Distrito Federal son del orden de un 37%.

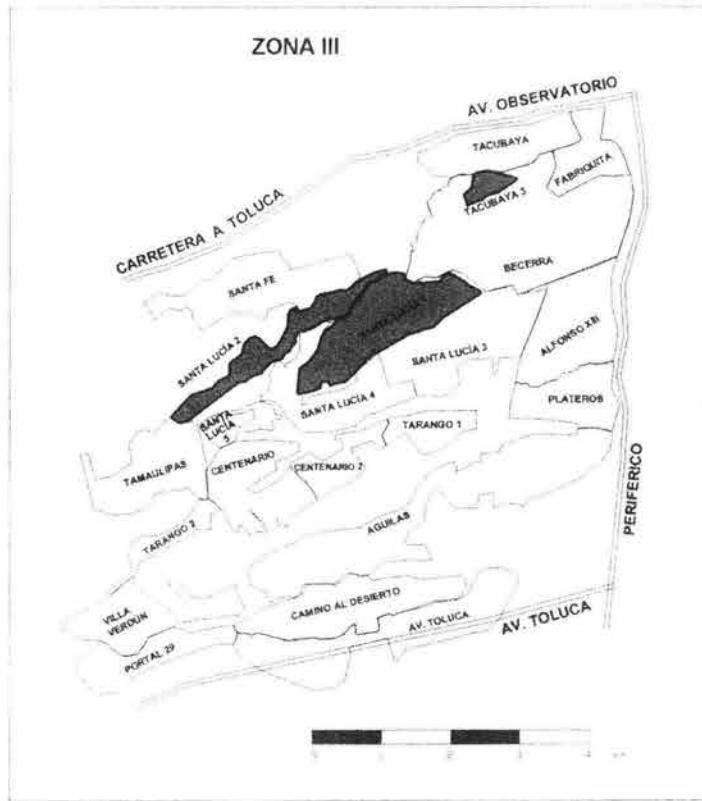
Lo anterior permite establecer la evolución de la demanda de agua potable, aparte del impacto del crecimiento de la población, se tienen identificados dos factores más que pueden modificar el consumo de los usuarios domésticos principalmente, la sustitución de muebles y equipos que utilicen menores volúmenes de agua para su operación y por otro lado la aplicación de un programa tarifario que, además de reflejar los costos reales que implica el suministro de agua para su recuperación financiera, promueva en los usuarios el uso racional del agua. Existe un programa de recuperación de agua que consiste en detectar en forma sistemática y programada las fugas que ocurran en el sistema de distribución de agua potable de los distintos sectores en que se dividió el D. F. y reportarlas para su reparación, rehabilitar tuberías de la red secundaria para mejorar las condiciones de la misma y sustituir las tomas domiciliarias que presentan fugas para reducir los gastos de agua potable que se pierden en éstas. Otro de los programas con los que se cuenta es el de suspensión del mayor número de pozos de agua potable para frenar la sobreexplotación de acuífero.

Como ya se mencionó con anterioridad la zona que se va a estudiar es el poniente, de la cuál su principal problemática son las altas presiones que se presentan sobre todo por las noches y su consecuencia en el aumento de fugas y desperdicio de agua debido a sus condiciones topográficas. Esta región se dividió en 4 zonas, como se muestra en la siguiente figura.



Y cada zona a su vez en sectores, en este trabajo nos enfocaremos a la zona 3, la cual se dividió en 22 sectores que se muestran a continuación:

| Sectores de la Zona III | | |
|-------------------------|----------------------|-------------------------|
| | Sector | Área (Km ²) |
| 1 | Tarango 1 | 0.38 |
| 2 | Tarango 2 | 0.34 |
| 3 | Tacubaya | 1.16 |
| 4 | Plateros | 0.91 |
| 5 | Santa Lucía 4 | 1.22 |
| 6 | Santa Lucía 5 | 0.35 |
| 7 | Santa Fé | 1.38 |
| 8 | Fabriquita | 0.79 |
| 9 | Villa Verdún | 1.10 |
| 10 | Tamaulipas | 1.18 |
| 11 | Centenario 2 | 0.58 |
| 12 | Águilas | 3.09 |
| 13 | Santa Lucía 1 | 1.91 |
| 14 | Santa Lucía 2 | 0.95 |
| 15 | Santa Lucía 3 | 1.68 |
| 16 | Alfonso XIII | 1.40 |
| 17 | Tacubaya 3 | 0.20 |
| 18 | Centenario | 1.20 |
| 19 | Portal 29 | 1.01 |
| 20 | Becerra | 2.98 |
| 21 | Camino al Desierto | 1.68 |
| 22 | Av. Toluca | 2.15 |
| | Total | 27.64 |



Los 3 sectores que se estudiarán en este trabajo son: Santa Lucía 1, Santa Lucía 2 y Tacubaya 3.

Para esquematizar un poco la problemática y la solución se procedió a la simulación hidráulica en el programa de cómputo EPANET, se analizaron tres diferentes sectores de la zona poniente con los cuales se pretende demostrar la efectividad de dicho modelo matemático para lograr mejorar la calidad del servicio de abastecimiento. Sin pasar por alto que cada sector tiene sus propias características y su muy particular solución, que si bien pueden llegar a ser semejantes algunos, nunca podrán ser iguales.

Como se explicó con anterioridad, la reparación de fugas debe de ir acompañada de la instalación de válvulas controladoras de presión para poder fijarla y así poder esperar una disminución en el gasto suministrado a la red, así se reducen las fugas solo por el hecho de controlar la presión en las tuberías, a lo que se le suma el ahorro si se reparan fugas existentes.

A continuación se describe la metodología que se utilizó para realizar el análisis de los sectores y de la información que se recabó para poder implementar el modelo matemático, también se mencionan las hipótesis necesarias para lograr un resultado satisfactorio.

3.2 Principios de la metodología de cálculo

- Información básica

A través de la Subdirección de Programación de la extinta DGCOH, ahora SACM se obtuvo la información existente de las redes que abastecen de agua a los sectores, fuentes de abastecimiento, salidas, infraestructura existente, tuberías y diámetros. Así como información relacionada con las demandas y consumos de la población de la zona, sin olvidar el porcentaje de fugas estimado.

De la información recopilada se cuenta con la planimetría y la infraestructura hidráulica, de ahí se conoce la ubicación de los tanques que suministran agua a la red primaria de la zona y se establecen las entradas de agua a cada sector. También se necesita información relacionada con la población, características económicas, educación, etc. También se contó con la información de las colonias que formaban cada sector y el nombre de las calles.

Para poder iniciar la sectorización se tiene que realizar un análisis detallado de la red existente, procurando que la sectorización permita pasar los límites por las válvulas de seccionamiento existentes para poder aprovechar al máximo la infraestructura actual de la zona, para evitar dejar zonas sin suministro de agua se analizaron las áreas de influencia, los tanques y pozos localizados en la zona.

Para esto también se contó con información del Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM), del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), que resultó relevante ya que se contó con los datos actualizados de la población y consumos de cada sector.

Para la simulación del funcionamiento hidráulico del sistema de agua potable de la zona poniente del Distrito Federal se hicieron diferentes consideraciones.

Para determinar la población en cada uno de los sectores definidos, se consideró la información de población proporcionada por el INEGI y las Áreas Geo Estadísticas Básicas (AGEB), la cual se hizo coincidir con la información de la red para estimar la proporción de población que corresponde a cada sector.

- Infraestructura hidráulica

La información sobre tuberías e infraestructura hidráulica se tomó de los planos digitalizados en AUTOCAD proporcionados por el SACM y se complementó con la información de campo, principalmente la que se refiere a la red primaria y sus puntos de conexión con la red secundaria. En cada sector se puso énfasis en la revisión en campo de la infraestructura alrededor de las fronteras del sector.

Demanda es el agua que recibe la red de distribución, consumo es el agua que reciben los usuarios en su domicilio, y su diferencia son las fugas.

$$\text{Demanda} = \text{Consumo} + \text{Fugas}$$

Para establecer la demanda se necesita contar con la variación horaria del consumo, así como con los consumos asignados a la red. El modelo permite simular las fugas en función de la carga en cada nudo, se hace considerando un tubo corto que conecta cada nudo a un reservorio a la misma elevación del nudo, si se necesita una calibración se puede hacer con el diámetro de este tubo. La distribución espacial de las fugas se considera igual para cada nudo, si bien esta hipótesis no corresponde a la realidad no es posible contar con una aproximación mas confiable.

De las hipótesis realizadas en ésta etapa se consideró que los pueblos ubicados en la parte poniente de la zona tienen un consumo de 1.20 l/s/km de red, debido a que existen problemas de abasto a los mismos, principalmente por su elevada ubicación y la gran longitud de red en diámetros pequeños (de 1" a 3"), para el resto de los sectores se consideró un consumo de 2.20 l/s/km de red. Las pérdidas consideradas para todos los sectores son del orden del 40% de la demanda, con lo que se determinó el gasto para cada nudo, posteriormente estas demandas fueron corroboradas con los aforos.

- Calibración

Se consideró en principio un valor de 0.013 para el coeficiente de rugosidad de Manning teniendo en cuenta que las tuberías son viejas.

Se efectuó el armado geométrico de la red a partir de los planos digitalizados en AUTOCAD, una vez codificada la red se exportó el archivo para poder ser leído con el programa EPANET2, dentro de este programa se introdujeron las cotas y gastos asociados a cada nudo, gastos correspondientes al consumo y las fugas existentes en cada uno, además se introdujeron los gastos suministrados tanto de agua en bloque o por pozos.

Formar archivos de entrada en el programa EPANET2 para realizar una simulación preliminar con los datos que se tienen y poder sensibilizarse con los posibles problemas que tengan los diferentes sectores, presiones altas o bajas, elevaciones del terreno. Estas simulaciones previas son de suma importancia ya que con las visitas de campo que se realicen posteriores se tendrá clara la información que se debe obtener de ellas y decidir sobre los puntos donde conviene medir presiones para la calibración del modelo.

Del análisis de cada sector en esta primera etapa se calcularon las presiones que se tienen en la red a las distintas horas del día, con lo cuál se ubicaron los puntos donde es deseable contar con un control de presiones, además se definieron los sitios en los cuales se podía realizar el aforo de gastos.

- Mediciones de gasto y presión

Dentro de las actividades a realizar se encuentran dos actividades de campo fundamentales en el desarrollo del estudio, medición de presiones y caudales, ambas servirán para corroborar la validez del programa.

En la medida de lo posible es necesario verificar la información recibida antes de iniciar la simulación, como checar si las válvulas existentes funcionan, están abiertas o cerradas, conexiones con otros sectores, etc.

La medición de presiones permite realizar la calibración del modelo matemático una vez armado el sistema con longitudes y diámetros de tubos, elevaciones, etc. para así poder comprobar la validez de las hipótesis vertidas en la elaboración del modelo. De igual manera con la medición de gastos se comprobará la validez de las hipótesis respecto con la demanda teórica empleada.

Al realizar las visitas es necesario que estas se lleven a cabo con el personal de operación de la red, ya que es la persona que conoce mejor la red y puede proporcionarnos información que solo él conoce, y de esta manera podemos verificar si la información con que contamos es en verdad la existente y si no se nos paso nada en visitas anteriores.

- Control de presión

Una vez llevada a cabo la calibración de la red de los sectores se efectuaron simulaciones con las condiciones actuales, una vez establecidos los puntos donde se desea contar con un control de presiones se propusieron VRP's, con lo que se formaron nuevos archivos y se crearon circuitos de control de presión para cada VRP realizando seccionamientos con válvulas existentes y propuestas y se volvió a simular ya con control de presión.

Los tres sectores mencionados anteriormente, Sta. Lucía 1, Sta. Lucía 2 y Tacubaya 3 se eligieron para este trabajo debido a que son los sectores de los cuales se cuenta con mayor información y experiencia en su funcionamiento hidráulico, ya que fueron de los primeros sectores que se estudiaron y analizaron con el programa EPANET, sirviendo para establecer que tan confiable era la simulación que realizaba el modelo del comportamiento hidráulico de los sectores.

La simulación de pozos se hizo considerando la información de caudales medios proporcionados por el SACM estableciendo curvas teóricas de presión y gastos propuestos por el propio modelo.

Las conexiones de red primaria con la red secundaria se simularon considerando a dichas conexiones como puntos de ingreso de agua a presión constante.

Se consideró que en todos los casos, existe agua suficiente para abastecer por completo al sector durante las 24 horas del día y la calibración se hizo representando las presiones medidas en campo.

Una vez calibrado el modelo en cada sector, se hicieron diferentes simulaciones para considerar por lo menos el funcionamiento bajo las siguientes condiciones:

- Con todos los puntos de entrada y salida del sector abiertos, lo cual no corresponde necesariamente a la situación actual ya que algunas de las conexiones se encuentran parcial o totalmente cerradas.
- Limitando los puntos de ingreso y salida del sector.
- Funcionando solamente con pozos, cuando existen en el sector.
- Funcionando solamente con la red primaria, cuando es posible (con pozos cerrados).
- Finalmente, con propuestas para mejorar la operación, cuando fue el caso.

Estas condiciones varían según la región donde se ubique el sector, ya que en el caso del poniente, éste no cuenta con muy pocos pozos para su abastecimiento, debido a que lo hace en su totalidad mediante las entradas de agua en bloque que llegan por esta zona.

3.3 Principios de funcionamiento de las válvulas reductoras de presión

Reductoras de presión son aquellas válvulas que reducen la presión, en un punto de la red, mediante una regulación del paso del gasto. Básicamente se pueden clasificar en dos grupos:

- Las que dan una presión constante a la salida, con independencia de las fluctuaciones en la presión aguas arriba.
- Las que regulan una presión de salida en función proporcional a la presión de entrada.

Su creación data de hace poco mas de 120 años; estaban ya en funcionamiento a finales del siglo antepasado. La primera patente es del año 1879, a nombre de George Ross, y era de acción directa. La primera válvula reductora parece que fue instalada por aquéllas fechas en la ciudad de Ámsterdam, estado de Nueva York, que está a unos 50 km de la ciudad de Troy, donde se fabricó.

Este tipo de válvulas son muy usados en nuestros días en los sistemas de abastecimiento de agua potable, alrededor de todo el mundo, por ello es necesario conocer bien estas válvulas para evitar fallos y errores, tanto de diseño como de selección y minimizar el mantenimiento.

Se pueden eliminar muchos problemas seleccionando una válvula reductora cuyo fabricante tenga amplia experiencia y sus válvulas hayan sido ya instaladas en muchas condiciones y por períodos de varios años. Al adquirirlas hay que tener presente que su mecanismo funciona las 24 horas del día, continuamente, ya que el gasto que pasa suele cambiar muchísimo, también hay que evaluar que lo que impera en su fiabilidad es que tenga un diseño probado; y que las partes internas tengan en cuenta los factores cambiantes y los parámetros, del lugar donde se instala.

Las válvulas reductoras tienen varias aplicaciones. La principal es reducir la presión en un punto determinado de la red, para que a partir de él se conserve igual o por debajo de la máxima presión deseada. También puede tener otras aplicaciones adicionales entre las que se encuentran:

- Reducir la presión e impedir que el agua regrese.
- Reducir la presión a un valor durante el día y a otro durante la noche.
- Reducir la presión para más de dos valores.
- Reducir la presión y permitir el flujo en sentido contrario.
- Reducir la presión y limitar el gasto a un máximo.
- Reducir la presión y cerrarse cuando haya una rotura aguas abajo.
- Reducir la presión y mantener otra presión mínima distinta aguas arriba.
- Economizar en el costo de la tubería al poder colocarla de menor resistencia.

Como ejemplo se puede mencionar que existe una población con una zona alta y otra baja, estando alimentada la red de abastecimiento por una toma en la zona alta, lo que provocaría una presión excesiva en la zona baja, con los consiguientes peligros de rotura en las tuberías, lo que obligaría a cambiar los tubos por otros de mayor resistencia. Al colocar una reductora en la conducción que une ambas zonas, se evitan las sobrepresiones en la zona baja y no sería necesario utilizar tuberías más resistentes, lo que reduciría el costo de la instalación y de la propia tubería, para este caso conviene colocar una válvula reductora que sea de presión de salida constante.

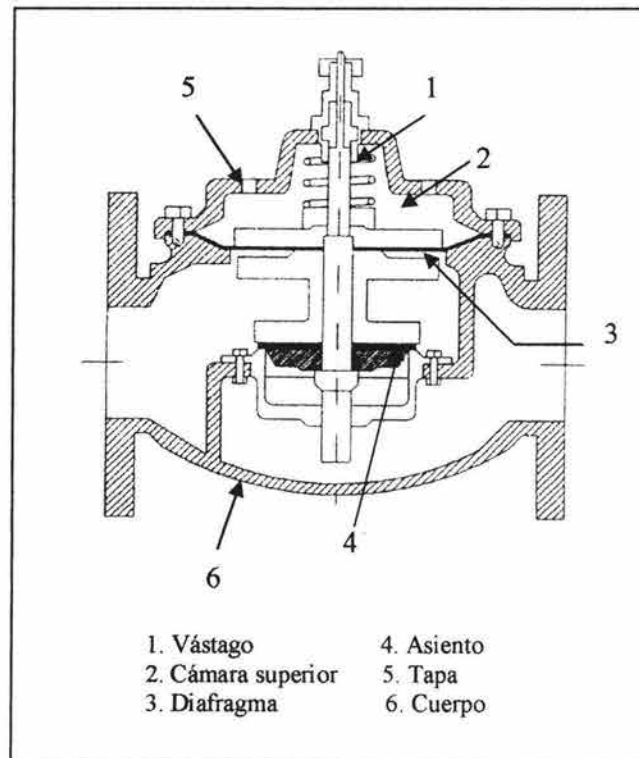
Existe una clasificación primaria de válvulas reductoras de presión, pueden ser de acción directa o de mando por piloto externo. Estas pueden ser a su vez de presión de salida constante, de presión de salida proporcional a la de entrada; y pueden ser de pistón o diafragma. En el transporte de agua a poblaciones se requiere siempre una presión de salida constante.

La regulación en las de acción directa se efectúa por uno o varios muelles internos, las de acción directa admiten en general velocidades hasta unos 2.5 m/s, su regulación para una presión de salida constante no suele ser, tan exacta como en las de mando por piloto. Al ser de acción directa responden muy rápidamente a los cambios del gasto, ajustando en seguida su apertura.

Las de piloto externo suelen admitir velocidades mayores, 5 m/s es un buen límite para funcionar continuamente. Las válvulas de pistón parecen ser las más recomendables para grandes diámetros (mayores a 100 mm).

Existen otras clasificaciones como la forma del cuerpo, son para flujo lineal o en ángulo. Dependiendo de la técnica de fabricación son de fundición o de calderería, prácticamente todas son de fundición.

Ampliando más la clasificación existen reductoras para abastecimiento de poblaciones, para riego y para viviendas, dependiendo del tipo de agua que van a conducir, para aguas limpias, aguas sucias con materia en suspensión y aguas sucias con sólidos flotantes, dependiendo de las funciones que realice las válvulas pueden ser monofuncionales, bifuncionales o trifuncionales.



VRP tipo diafragma

En cuanto a su selección hay que comprobar los gastos que se tienen para ajustar la compra de la válvula a esos gastos, algunas válvulas pueden tener una dimensión en los diámetros de las bridas externas y otra menor en el paso interior del agua.

El golpe de ariete, causado por el cierre brusco de una válvula, puede llegar a causar sobrepresiones que proyecten el pistón de la válvula y lo dejen encajado, o dañen el diafragma en aquellas que sean de este tipo. En ocasiones y debido al aire presente en el interior de las tuberías, y no evacuado por una válvula expulsora de aire, se originan unas pulsaciones que pueden dar lugar a que la válvula abra y cierre continuamente; hay que cerciorarse de que existan válvulas de éste tipo en los puntos adecuados, y que funcionen perfectamente. Los golpes de ariete pueden averiar las partes internas de algunas válvulas reductoras. Algún tipo de válvula reductora puede cerrar tan rápidamente que ocasione roturas en la tubería aguas arriba. Normalmente una reductora bien diseñada cierra paulatinamente y no origina sobrepresiones.

En ocasiones hay exceso de presión durante la noche y falta de presión durante el día, por que se han colocado válvulas reductoras con salida de presión proporcional a la de entrada.

Conviene cerciorarse de que la válvula reductora sea necesaria; que realmente existe una presión que aminorar. Ya que pudiera ocurrir que al poner en funcionamiento la reductora, la presión a la que se deseaba regular el flujo es inferior a la presión a la cual llega el agua a ese punto.

Las vibraciones que se pueden llegar a presentar en ciertas válvulas con ciertos gastos pueden causar la rotura de las partes internas, por lo cual también es conveniente revisar los gastos para evitarlas. La fuerza erosiva del agua a altas velocidades, y durante mucho tiempo, puede hacer que desaparezcan algunas partes internas, o que se salgan de su sitio.

La hidráulica de conducciones de grandes diámetros se puede decir que difiere de la de pequeños diámetros. Esto significa que un diseño de válvula reductora que funciona bien en edificios, no funcione de igual manera en conducciones de grandes diámetros; esto es lo mismo para otros tipos de válvula, como de mariposa o compuerta.

Otro peligro son los caudales mínimos, ya que como se mencionó antes algunas válvulas pueden llegar a tener vibraciones, o a producir ruidos muy intensos, también pueden estar sujetas a desgastes acelerados.

En cuanto a materiales para la construcción de válvulas se recomienda para presiones normales las de hierro fundido ya que no se colapsan, tienen grandes espesores, con lo cual resisten muy bien la corrosión y sufren poco de cavitación.

Si las válvulas están construidas con acero hay que cerciorarse de que no se aplasten al crearse un vacío dentro de la conducción, es decir que no implosionen. Para ello deben estar construidas con el espesor suficiente en la chapa de acero para que soporten las presiones interiores y exteriores de trabajo, esto no suele ocurrir en las de hierro fundido, que es el material recomendado en válvulas reductoras, para presiones normales, que se puede mejorar con la adición de acero durante el proceso de fundición, teniendo al final una especie de fundición acerada.

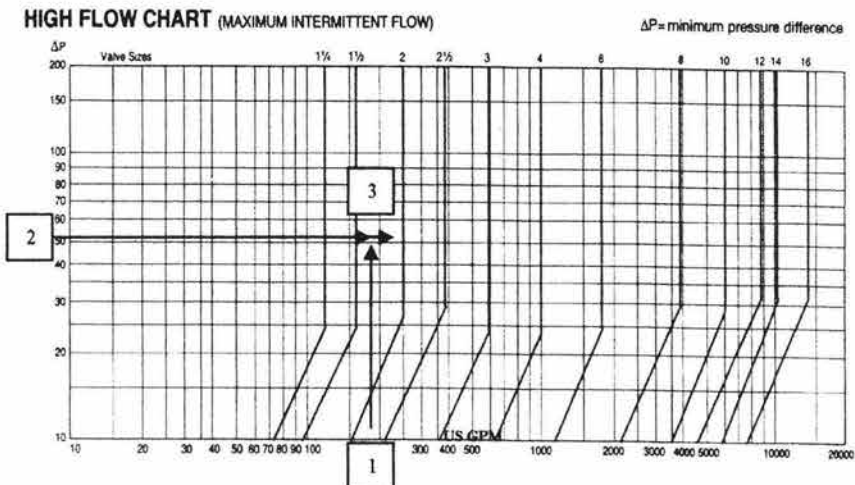
Todas las válvulas reductoras pueden sufrir cavitación, inherente a la reducción de la presión, cuando la diferencia entre la presión de entrada y la de salida es importante. La cavitación es un fenómeno asociado con el vacío, el cual da origen a implosiones de burbujas microscópicas, es un fenómeno destructivo no del todo conocido, que se origina cuando existe un gran vacío o grandes bajadas de presión en las conducciones de agua y produce cavidades o porosidades en el cuerpo de las válvulas, tubos o codos; puede transformar la naturaleza del metal y destruirlo.

Puede destruir elementos fabricados con cualquier metal. El impacto de la implosión es de una naturaleza inmensa (entre 100 y 1,000,000 de kg/cm^2), son presiones extremadamente altas, esto puede explicar los desperfectos que causa la cavitación y la erosión que pueden sufrir los álabes de las bombas, las válvulas y otros mecanismos o construcciones. No existe una forma exacta de calcular la cavitación, de manera práctica, se puede usar la gráfica del Bureau of Reclamation de los Estados Unidos (USBR), ya que es la tabla mas utilizada por los fabricantes.

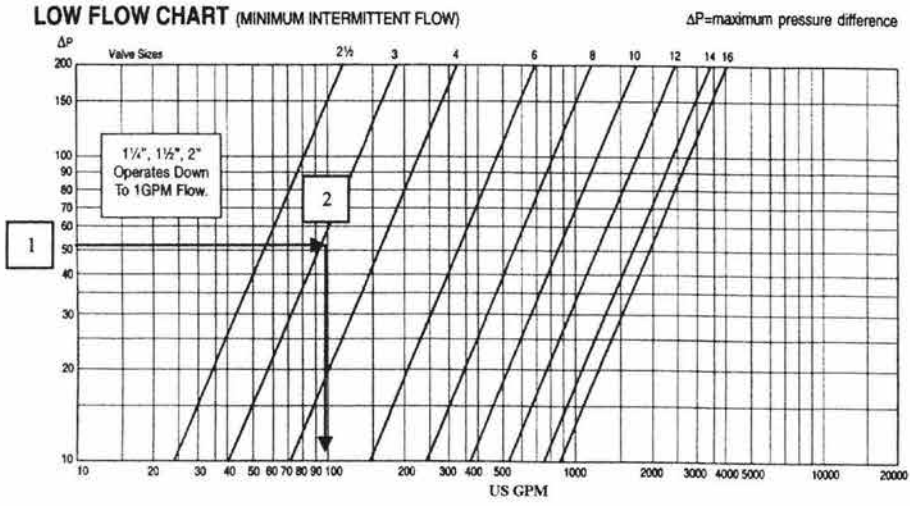
Las válvulas reductoras se suelen colocar casi exclusivamente con aguas limpias, y no suele haber problemas con ellas. Para poder escoger la válvula adecuada se necesita conocer la siguiente información:

- La presión de entrada más alta y la más baja.
- La presión de salida.
- El gasto máximo requerido.
- El gasto mínimo requerido.

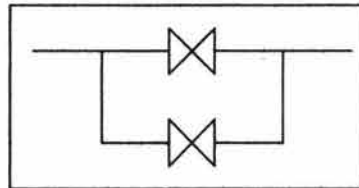
Primero se localiza en la siguiente gráfica (high flow chart), el gasto máximo requerido, de este punto se traza una línea vertical hasta intersectar la línea horizontal que corresponda a la mínima diferencia de presión (que es igual a la presión de entrada más baja menos la presión deseada de salida), de ahí se mueve uno a la derecha hasta intersectar la primera línea, ésta nos indicará el diámetro de la válvula mínimo que deberá ser usado para gastos variables.



A continuación se utiliza la siguiente gráfica (low flow chart), y se selecciona en el eje vertical la diferencia de presión máxima (que se obtiene restándole a la presión de entrada más alta la presión de salida deseada), después se traza una línea horizontal hasta intersectar la línea que corresponda al diámetro de válvula obtenido anteriormente, finalmente de éste punto se traza una línea vertical hacia abajo hasta el eje horizontal, este gasto corresponde a la capacidad mínima de la válvula basados en las variables utilizadas.

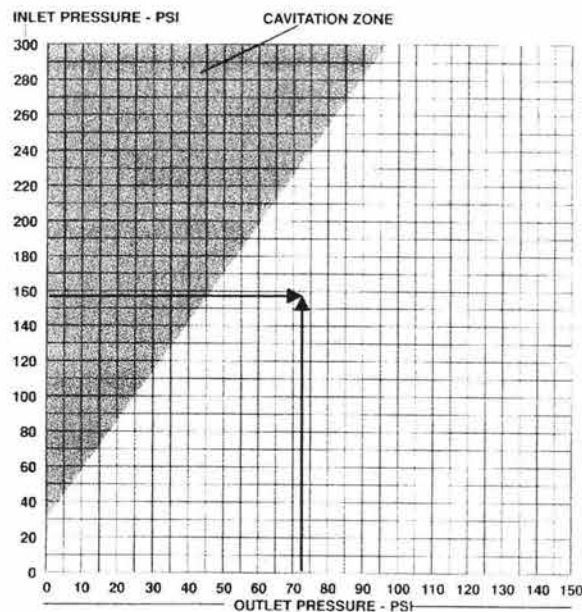


Si la capacidad mínima del gasto de la válvula obtenida está por encima del gasto mínimo requerido, se debe considerar una instalación en paralelo, para que el gasto mínimo requerido por la válvula disminuya y el sistema pueda trabajar de manera adecuada a las necesidades del sistema.

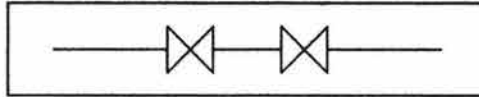


Instalación en paralelo

Adicionalmente, se debe verificar si la válvula seleccionada presentará cavitación, para esto se necesita la siguiente gráfica (cavitation chart) en la cual determinaremos si la intersección de las presiones de entrada y salida cae en la zona sombreada, si cae en la otra zona la válvula trabajará adecuadamente.



Si llegara a caer en la zona sombreada se recomienda una instalación en serie para que la caída de presión sea gradual, y se obtenga la presión de salida deseada, y se evite la cavitación, el diámetro de las válvulas se determinará como se ha descrito.



Instalación en serie

Es necesario tener muy presente que las reductoras de presión están regulando el gasto 24 horas al día, los 365 días del año; si se hiciera manualmente se necesitarían 6 hombres corriendo turnos, teniendo en cuenta que tiene que haber alguien las 24 horas del día, todos los días. Al ser mecanismos que funcionan continuamente, conviene seguir el mantenimiento adecuado. Es recomendable preguntar al fabricante la frecuencia del mantenimiento y que mencione, si las hay, las partes internas que deban ser sustituidas periódicamente. Por eso nunca se debe seleccionar una válvula reductora de presión basándose exclusivamente en el precio de adquisición, ya que por las razones mencionadas aún la mejor válvula se amortiza en menos de un año.

CAPÍTULO 4.- SECTORIZACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

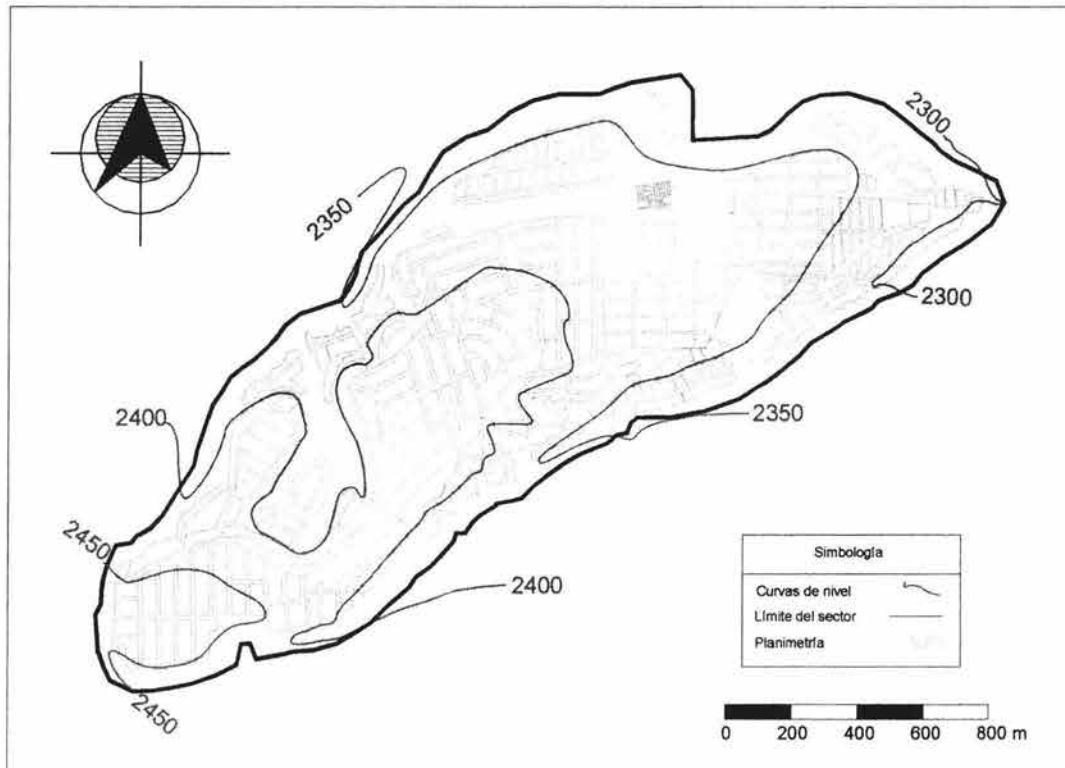
4.1 Aplicación de la metodología de cálculo al sector Santa Lucía 1

- Información básica

Una vez recopilada la información se alimentó el modelo con ella, lo primero fue obtener de los archivos digitalizados la topografía del sector, así como la red de distribución de agua potable, en esta se encuentran las elevaciones de la red de agua potable, los diámetros de las tuberías y su longitud.

El sector Sta. Lucía 1 tiene como límites al norte y oriente el Río Becerra, al sur una barranca sin nombre y el sector Sta. Lucía 4, al poniente el mismo sector Sta. Lucía 4 limitado por la calle Puerto Mazatlán, que es por donde ingresa el gasto que lo abastece por un tubo de 12" que se deriva en 2, uno de 12" por la calle Díaz Ordaz y otro de 4" por la calle Puerto Juárez.

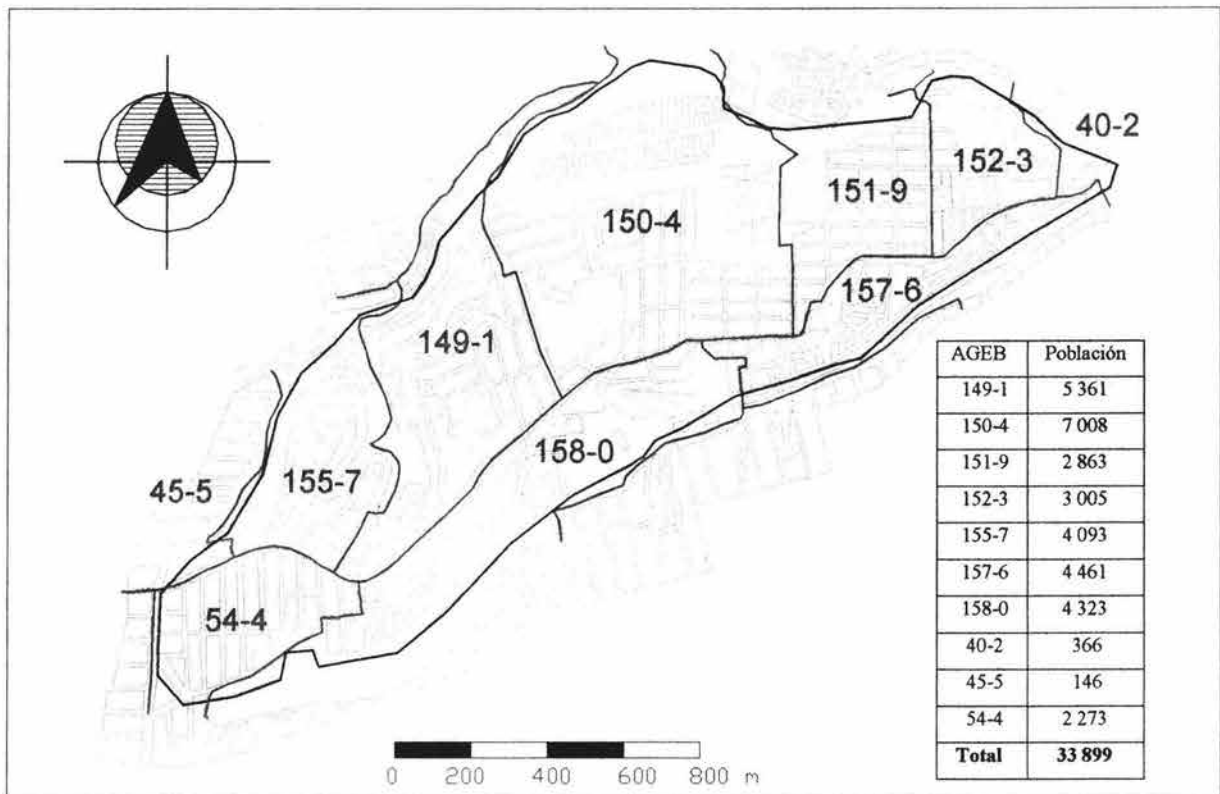
Sector Santa Lucía 1



Para obtener el área del sector se utilizó el programa AUTOCAD, una vez que se dibujaron los límites del mismo.

La población del sector se obtuvo a partir de las AGEBS, éstas son zonas que el INEGI tiene bien determinadas, de las cuales se puede obtener información con que cuenta la dependencia, como población, número de hombres y mujeres, y un sin número de datos estadísticos producto de los censos que se llevan a cabo en el país. De esta manera una vez teniendo los sectores se buscaron las AGEBS correspondientes a cada sector y se calculó la población de cada sector obteniendo las áreas parciales de los AGEBS que correspondían al sector en estudio y haciendo una comparación de áreas se obtuvo la población correspondiente a cada sector, los resultados se muestran a continuación. Cabe destacar que lo anterior se llevó a cabo con la ayuda del programa AUTOCAD. La información que se utilizó fue del censo del 2000, por lo que los datos están actualizados.

Sta. Lucía 1

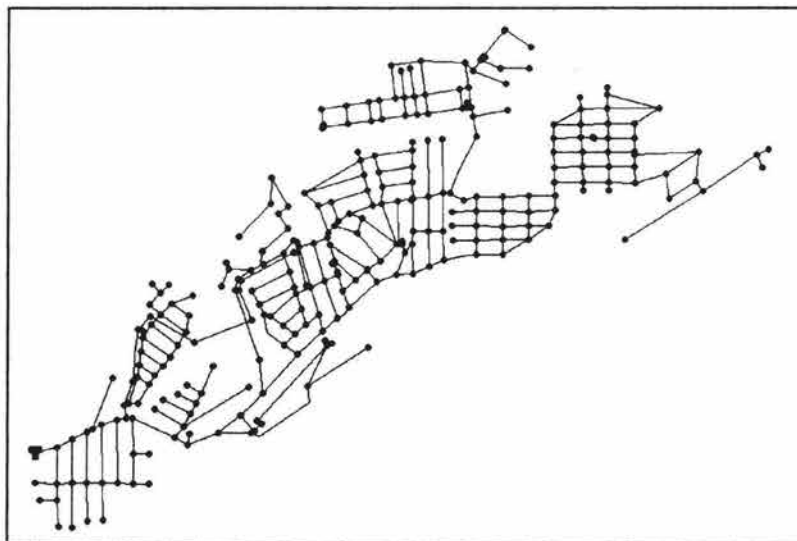


La longitud total de la red se obtuvo del programa de computo EPANET y se corroboró con la que aparecía en los planos estudiados a manera de comprobar que los datos proporcionados estaban bien en el programa de computo para evitar posibles errores a la hora de la simulación. Y en su defecto se hicieron las correcciones necesarias debidas a tuberías inexistentes. A continuación se muestran los datos mencionados.

| Sector | Área (km ²) | Población | L. de red (km) |
|--------------|-------------------------|-----------|----------------|
| Sta. Lucía 1 | 1.91 | 33 899 | 29 |

El armado de la red del sector consta de 283 nudos y 371 tuberías y se muestra a continuación como aparece en el modelo.

Santa Lucía 1



- **Consumos**

Inicialmente se consideró un consumo de 2.2 l/s/km de tubería, a partir de un análisis previo de consumos promedio del Distrito Federal. Como se trató de una hipótesis, posteriormente, con las coordenadas de cada sector se solicitó a la Comisión de Aguas del Distrito Federal (CADF) ahora Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM) el consumo registrado en el periodo que abarca del 4º bimestre del año 2000 al 3º bimestre del 2001.

Estos datos se tomaron de tomas con medidor con las que cuenta el sector y se anexaron las tomas que no cuentan con medidor para poder determinar el porcentaje de cobertura que tienen los mismos. Las cifras que se muestran a continuación, nos muestran que este sector tiene una cobertura muy alta en tomas con medidor lo que permitió que el estudio tuviera una mayor validez gracias a la infraestructura con que cuentan.

La siguiente tabla nos muestra el tipo de consumo y el número de tomas del sector.

TOMAS

| Sector | Tipo | Medidas | No medidas | Total |
|--------------|--------------|---------|------------|-------|
| Sta. Lucía 1 | Domiciliario | 4 257 | 462 | 4 719 |
| Sta. Lucía 1 | Mixto | 14 | 2 | 16 |
| Sta. Lucía 1 | No dom. | 59 | 7 | 66 |

Ahora, para tener una mejor idea de estos números se obtuvo el porcentaje de cobertura de las tomas clasificándose de acuerdo a su tipo de consumo, éste se calcula dividiendo el número de las tomas medidas entre la suma total de las tomas, quedando de la siguiente manera:

Sta. Lucía 1, consumo domiciliario $4\ 257/4\ 719 = 0.90$ en porcentaje es 90%

Para los consumos mixto y no domiciliario se siguió el mismo criterio.

COBERTURA DE LAS TOMAS

| Sector | Tipo | % de cobertura |
|--------------|--------------|----------------|
| Sta. Lucía 1 | Domiciliario | 90 |
| Sta. Lucía 1 | Mixto | 88 |
| Sta. Lucía 1 | No dom. | 89 |

Los consumos reportados correspondientes al sector Santa Lucía 1 se muestran a continuación:

CONSUMOS REPORTADOS POR EL SACM, en m³

| Sector | Tipo | 4°/2000 | 5°/2000 | 6°/2000 | 1°/2001 | 2°/2001 | 3°/2001 | Total |
|--------------|--------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-----------|
| Sta. Lucía I | Domiciliario | 267 440 | 271 611 | 286 953 | 263 549 | 258 947 | 271 524 | 1 620 024 |
| Sta. Lucía I | Mixto | 792 | 754 | 726 | 657 | 700 | 1 277 | 4 906 |
| Sta. Lucía I | No dom. | 4 672 | 4 285 | 4 028 | 3 699 | 4 021 | 3 917 | 24 622 |

Para simplificar los datos se hizo una segunda clasificación para determinar los consumos, lo cual fue dividirlos en domiciliarios y no domiciliarios, para esto se consideró como consumo domiciliario total el consumo reportado por el SACM como domiciliario y mixto, para efectos de cálculo; así se obtuvo un promedio ponderado de los datos y se llegó a los consumos totales domiciliarios y no domiciliarios para obtener el consumo total de cada sector en l/s.

$$\text{Sta. Lucía I Domiciliario } [1\ 620\ 024/0.90 + 4\ 906/0.88] /365/86.4 = 57.3 \text{ l/s}$$

$$\text{No domiciliario } (24\ 622/0.89) /365/86.4 = 0.9 \text{ l/s}$$

$$\text{Consumo total} = \text{Domiciliario} + \text{No domiciliario} = 57.3 + 0.9 = 58 \text{ l/s}$$

CONSUMOS TOTALES

| Sector | Domiciliario | No domiciliario | Total [l/s] |
|--------------|--------------|-----------------|-------------|
| Sta. Lucía I | 57.3 | 0.9 | 58 |

Los resultados se redondean para efectos de cálculo.

- Fugas

Las fugas se calcularon con un factor que supone que éstas, son del 50% del total de agua potable que llega al Distrito Federal (35 m³/s), esto por cuestiones de seguridad al momento de simular los sectores, para determinar este factor se utilizó la longitud total de la red secundaria (12 000 km).

$$\text{Factor} = 17\,500 / 12\,000 = 1.46 \text{ l/s/km}$$

El factor es 1.46 l/s/km de tubería, y se utilizó en todos los sectores.

Sta. Lucía 1 $1.46 * 29 = 42.34$ para fines de cálculo se consideró 42 l/s

Entonces ya se puede establecer una demanda considerando el consumo y las fugas.

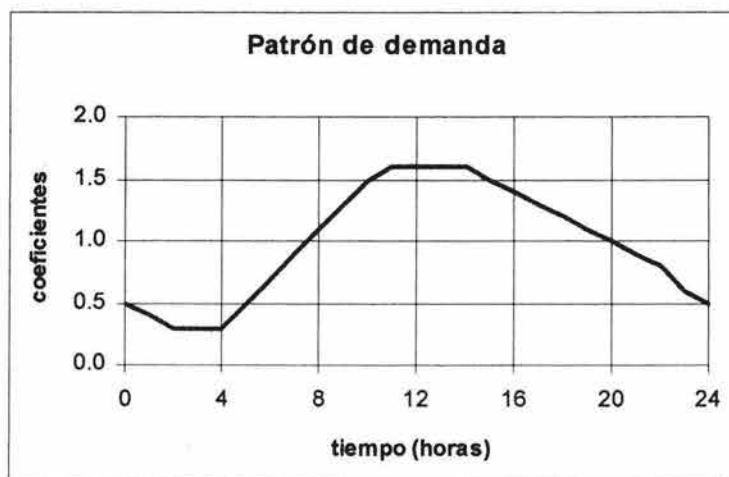
Sta. Lucía 1 $58 + 42 = 100 \text{ l/s}$

| Sector | Consumo (l/s) | Fugas (l/s) | Demanda (l/s) |
|--------------|---------------|-------------|---------------|
| Sta. Lucía 1 | 58 | 42 | 100 |

- Patrón de demanda

Para poder realizar una simulación le decimos al modelo como va a distribuir el gasto a lo largo del día, para eso se necesita determinar un patrón de demanda, que en este caso se determinó indirectamente a partir de mediciones de presión; éstas mediciones se hicieron durante el día en tomas domiciliarias de los sectores y a partir de esas mediciones se obtuvo el siguiente patrón de demanda.

| tiempo | coeficientes |
|--------|--------------|
| 0 | 0.5 |
| 1 | 0.4 |
| 2 | 0.3 |
| 3 | 0.3 |
| 4 | 0.3 |
| 5 | 0.5 |
| 6 | 0.7 |
| 7 | 0.9 |
| 8 | 1.1 |
| 9 | 1.3 |
| 10 | 1.5 |
| 11 | 1.6 |
| 12 | 1.6 |
| 13 | 1.6 |
| 14 | 1.6 |
| 15 | 1.5 |
| 16 | 1.4 |
| 17 | 1.3 |
| 18 | 1.2 |
| 19 | 1.1 |
| 20 | 1.0 |
| 21 | 0.9 |
| 22 | 0.8 |
| 23 | 0.6 |
| 24 | 0.5 |



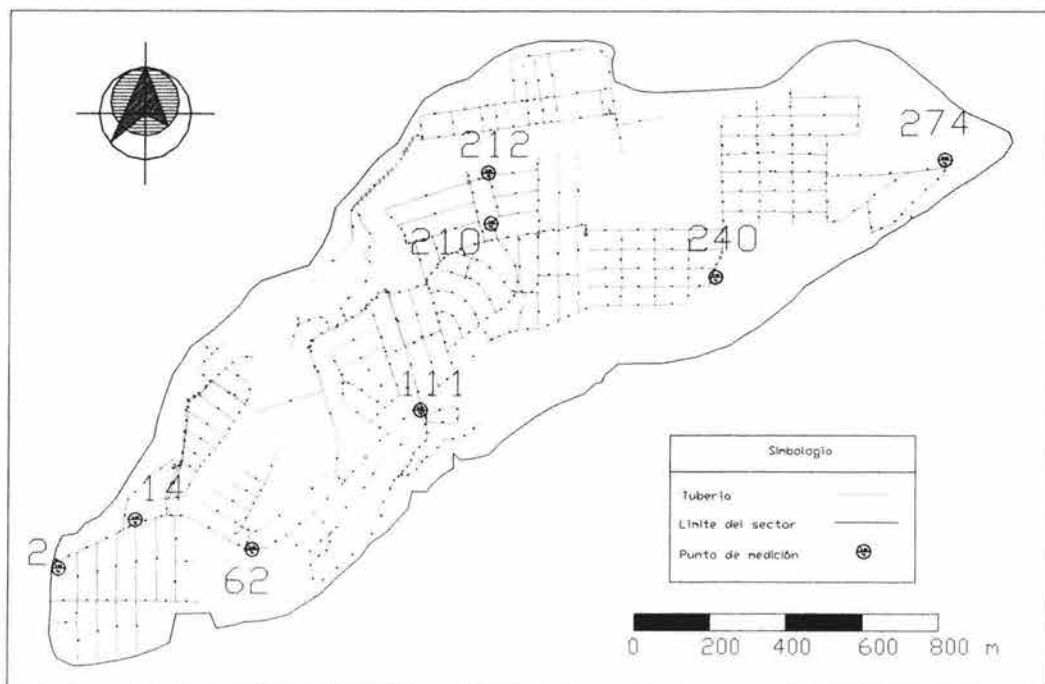
- Calibración

En el caso de las fugas en el modelo, éstas se simulan conectando un tubo de dimensiones muy pequeñas ($\varnothing = 5\text{mm}$ y 1m de longitud) a cada nudo de la red simulando un orificio, el cual descarga a un reservorio. Al efectuar la calibración se fue variando el diámetro del tubo hasta obtener el porcentaje de fugas calculado.

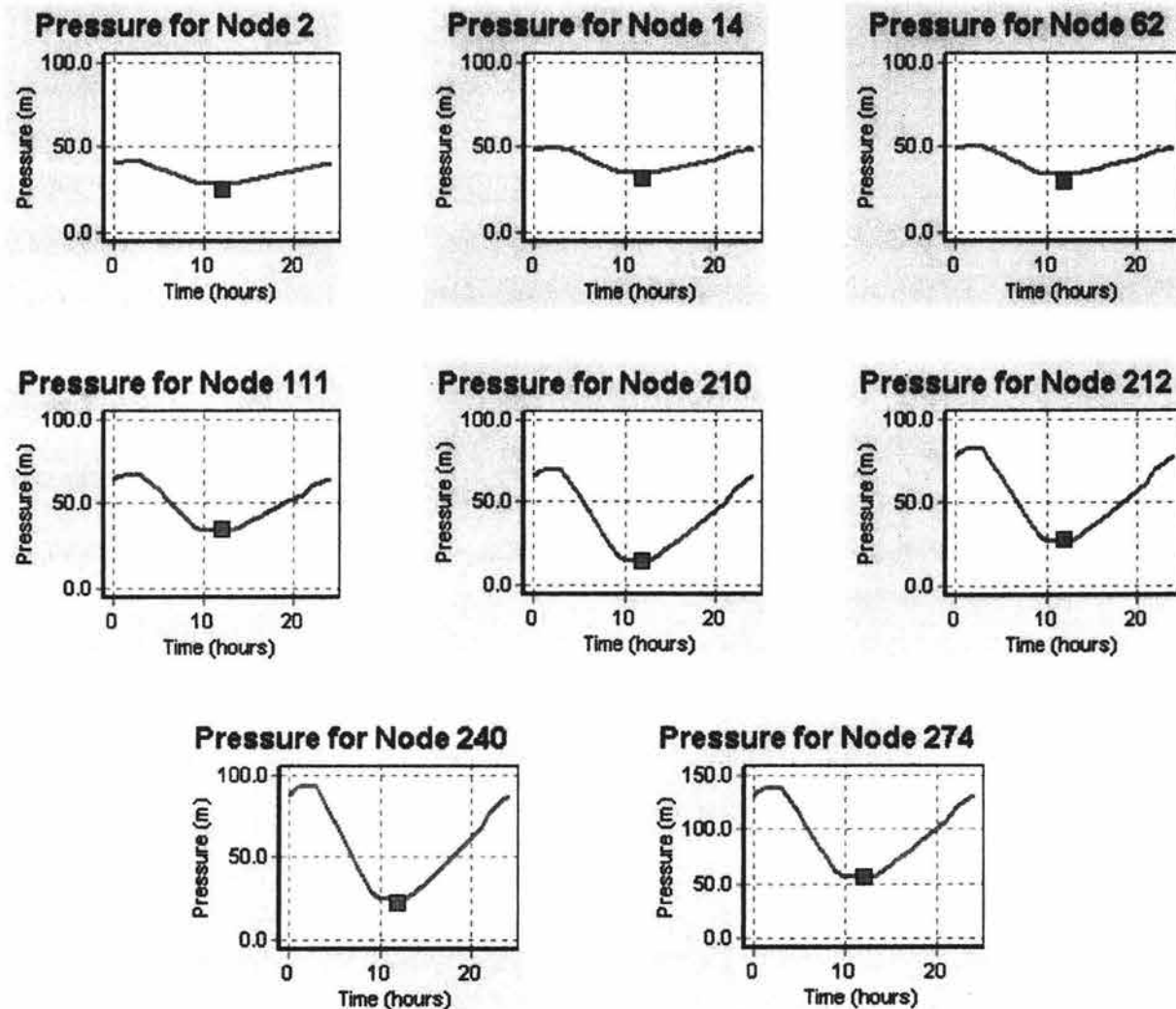
El sector Sta. Lucía 1 es uno de los sectores del poniente y debido a esto presenta presiones nocturnas por encima de los 100 m de carga hidráulica en una buena parte de la red.

Una vez con los datos en el modelo y una primera calibración de las fugas se procedió a una segunda calibración, la presión es el otro dato que se utilizó para calibrar el modelo, así se puede ya tener una idea más general del comportamiento de la red. Para llevar a cabo esta operación se midió la presión en diferentes tomas domiciliarias en diferentes puntos de la red para poder tener una idea de las presiones que se presentan en la red, estas mediciones se hicieron a las 12 horas del día y los resultados se muestran a continuación.

Los 8 puntos donde se hicieron las mediciones se muestran a continuación.



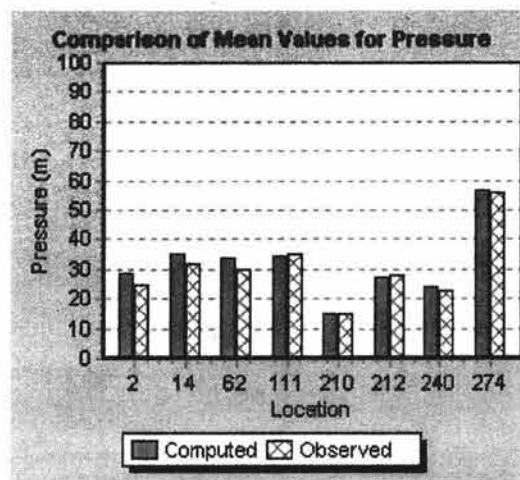
Los datos se muestran a continuación.



Calibration Statistics for Pressure

| Location | Num Obs | Observed Mean | Computed Mean | Mean Error | RMS Error |
|----------|---------|---------------|---------------|------------|-----------|
| 2 | 1 | 25.00 | 28.25 | 3.250 | 3.250 |
| 14 | 1 | 32.00 | 34.93 | 2.927 | 2.927 |
| 62 | 1 | 30.00 | 33.58 | 3.577 | 3.577 |
| 111 | 1 | 35.00 | 34.17 | 0.835 | 0.835 |
| 210 | 1 | 15.00 | 15.10 | 0.095 | 0.095 |
| 212 | 1 | 28.00 | 27.16 | 0.837 | 0.837 |
| 240 | 1 | 22.50 | 24.34 | 1.841 | 1.841 |
| 274 | 1 | 56.00 | 56.66 | 0.664 | 0.664 |
| Network | 8 | 30.44 | 31.77 | 1.753 | 2.155 |

Correlation Between Means: 0.989

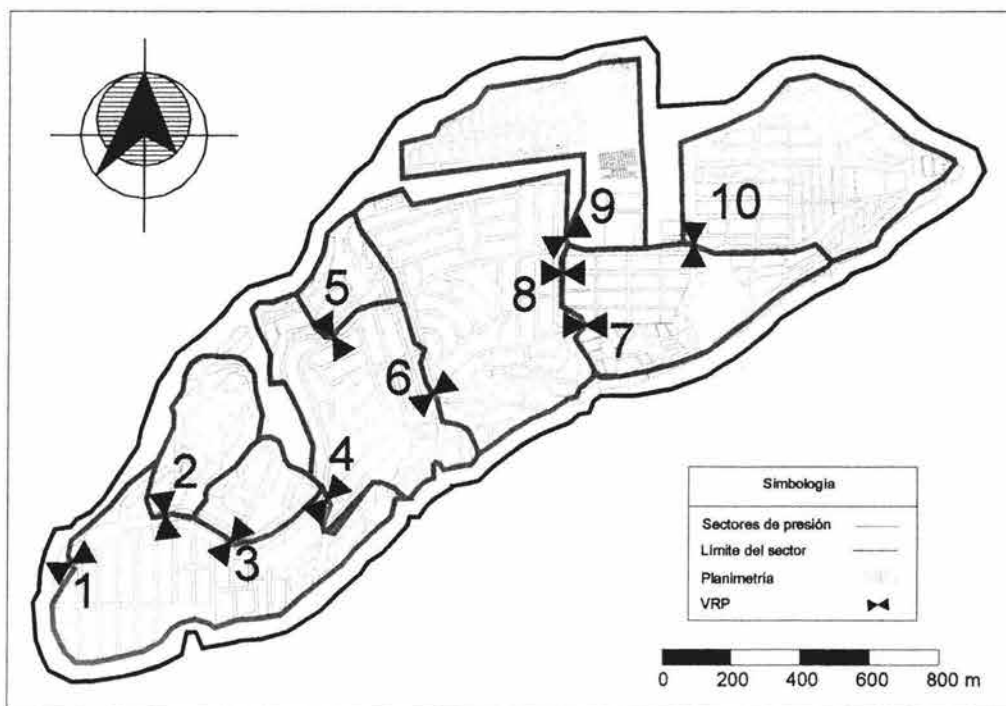


Como podemos observar en las gráficas y en la tabla las presiones que se tomaron son muy parecidas a las que reporta el modelo, el que a su vez hace un análisis estadístico de correlación¹ entre la presión calculada y medida para poder validar los resultados, así con un factor de correlación tan cercano a 1.0 podemos establecer que los datos de presión calculados son válidos para iniciar un análisis del comportamiento de la red.

- Propuesta de sectorización

Una vez simulado y calibrado el sector en el modelo se hizo una propuesta de sectorización para controlar las presiones y así disminuir las fugas nocturnas debidas a las altas presiones que se presentan. El sector Sta. Lucía 1 se dividió en 9 sectores de presión, los cuales serán controlados por las VRP's a instalar para el adecuado control de las altas presiones que se presentan por la noche debidas a los desniveles con que cuenta el sector como ya se pudo observar.

Así, la siguiente figura muestra los lugares de instalación de las VRP's y los sectores de presión que controlan; los válvulas 7 y 8 están en paralelo y controlan el mismo sector.



Una vez hecha la propuesta de sectorización se procedió a realizar el análisis.

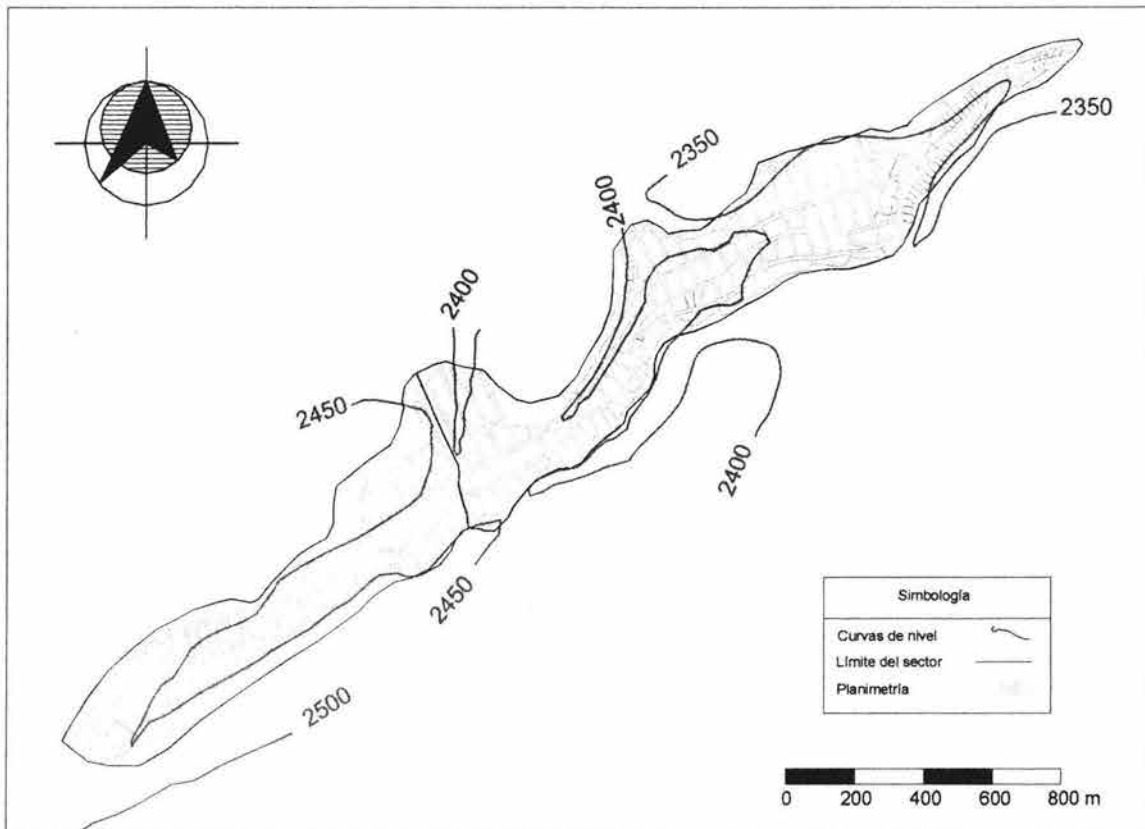
4.2 Aplicación de la metodología de cálculo al sector Santa Lucía 2

- Información básica

Siguiendo la misma metodología se hizo el sector Santa Lucía 2 el cual se muestra a continuación con los mismos datos que se mencionaron anteriormente. Como podemos observar su topografía también presenta un desnivel considerable, al igual que el sector Santa Lucía 1.

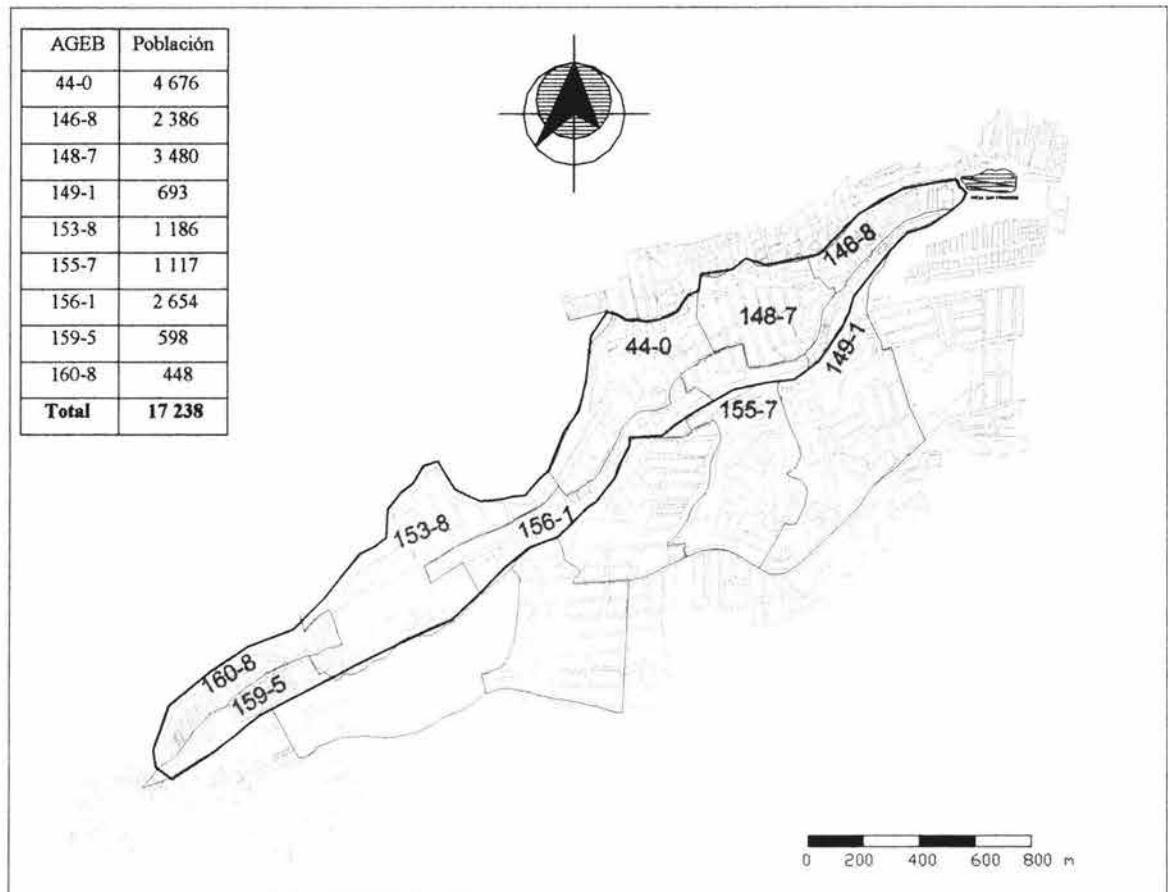
El sector Sta. Lucía 2 limita al norte, oriente y sur con barrancas afluentes del Río Becerra y al norte con la avenida Tamaulipas, el suministro a la red se tiene en 2 puntos, el primero aguas arriba por la calle 1° de Arrayán con una tubería de 6" de A-C proveniente del tanque Sta. Lucía 5 y el segundo ingreso se tiene por la parte intermedia del sector por la calle 3 con una tubería de 12" de acero proveniente del tanque Sta. Lucía 4 que abastece al tanque Jalalpa.

Sector Santa Lucía 2



A continuación se muestran los AGEB's que forman parte del sector, así como su población.

Sta. Lucía 2

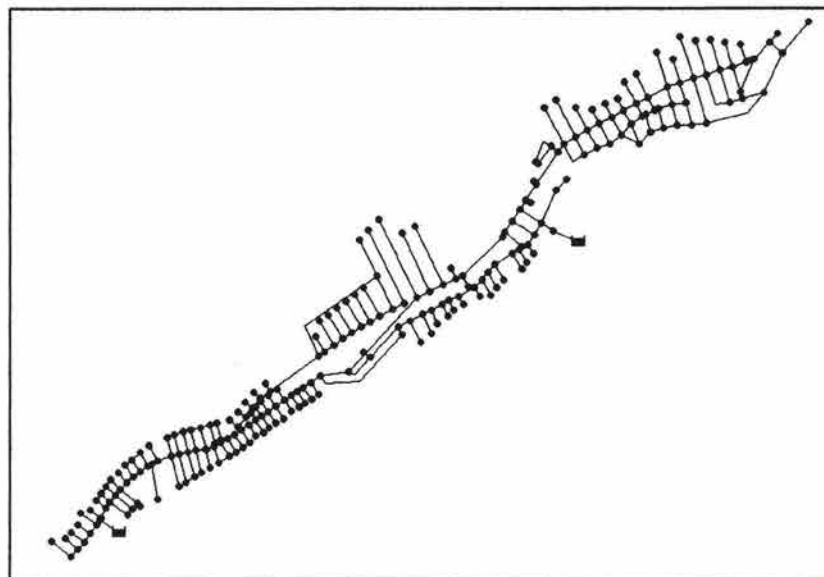


En la siguiente tabla se muestran los datos correspondientes al área, población y longitud de red del sector.

| Sector | Área (km ²) | Población | L. de red (km) |
|--------------|-------------------------|-----------|----------------|
| Sta. Lucía 2 | 0.95 | 17 238 | 20 |

En la siguiente figura se muestra el armado de la red del sector como quedó en el modelo, éste consta de 241 nudos y 284 tuberías.

Santa Lucía 2



- Consumos

Se procedió de la misma manera y se contó con la misma información para el armado de la red del sector y todos los datos que se necesitan para poder simular de manera adecuada el sector. Así el consumo, las tomas, su porcentaje de cobertura y el consumo total se obtuvieron de la misma manera que la descrita anteriormente y se muestran a continuación.

TOMAS

| Sector | Tipo | Medidas | No medidas | Total |
|--------------|--------------|---------|------------|-------|
| Sta. Lucía 2 | Domiciliario | 1 614 | 250 | 1 864 |
| Sta. Lucía 2 | Mixto | 55 | 1 | 56 |
| Sta. Lucía 2 | No dom. | 29 | 6 | 35 |

COBERTURA DE LAS TOMAS

| Sector | Tipo | % de cobertura |
|--------------|--------------|----------------|
| Sta. Lucía 2 | Domiciliario | 87 |
| Sta. Lucía 2 | Mixto | 98 |
| Sta. Lucía 2 | No dom. | 83 |

CONSUMOS REPORTADOS POR EL SACM, en m³

| Sector | Tipo | 4°/2000 | 5°/2000 | 6°/2000 | 1°/2001 | 2°/2001 | 3°/2001 | Total |
|--------------|--------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Sta. Lucía 2 | Domiciliario | 112 196 | 110 096 | 132 070 | 122 803 | 110 435 | 118 603 | 706 203 |
| Sta. Lucía 2 | Mixto | 2 039 | 2 109 | 4 313 | 4 230 | 2 002 | 4 163 | 18 856 |
| Sta. Lucía 2 | No dom. | 4 351 | 2 564 | 2 776 | 2 384 | 2 904 | 3 247 | 18 226 |

CONSUMOS TOTALES

| Sector | Domiciliario | No domiciliario | Total [l/s] |
|--------------|--------------|-----------------|-------------|
| Sta. Lucía 2 | 26.3 | 0.7 | 27 |

- Fugas

Las fugas se calcularon con el mismo factor y de la misma manera se obtuvo la demanda del sector.

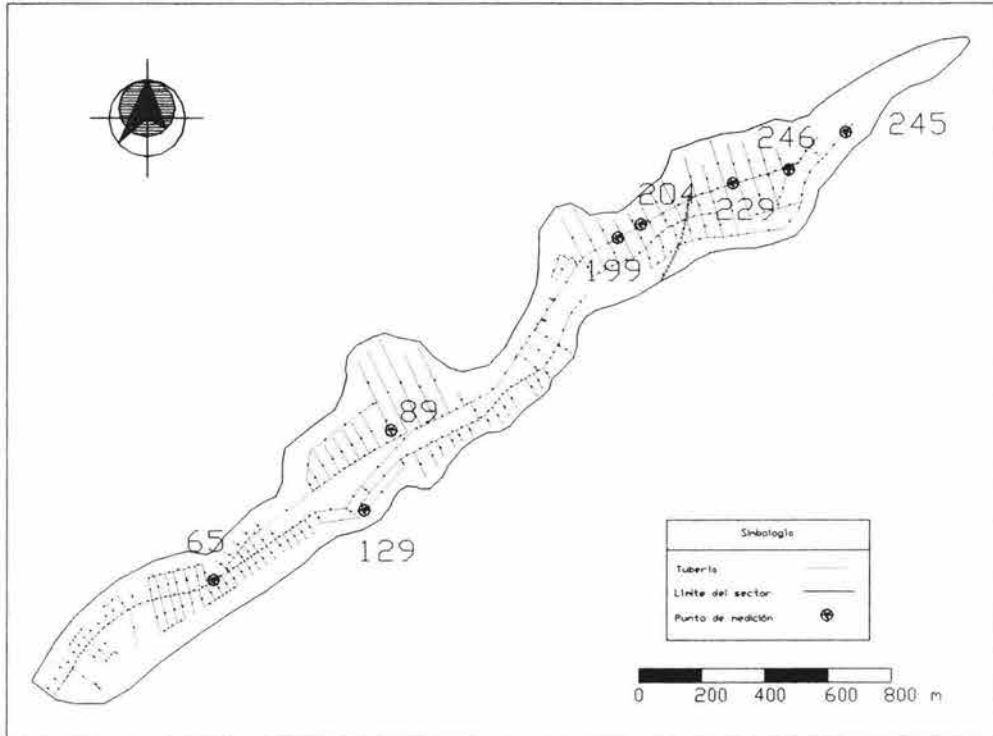
| Sector | Consumo (l/s) | Fugas (l/s) | Demanda (l/s) |
|--------------|---------------|-------------|---------------|
| Sta. Lucía 2 | 27 | 29 | 56 |

Cabe mencionar que en este caso se puede observar que las fugas resultaron mayores que el consumo total de la red, esto no se modificó para estar del lado de la seguridad, una vez analizado el sector en el modelo y medidos los gastos en campo se procederá a realizar un ajuste de las fugas existentes.

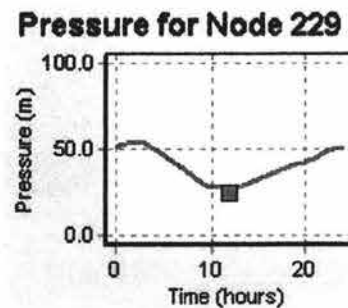
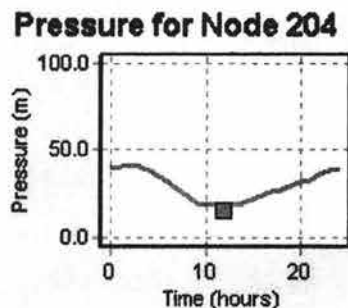
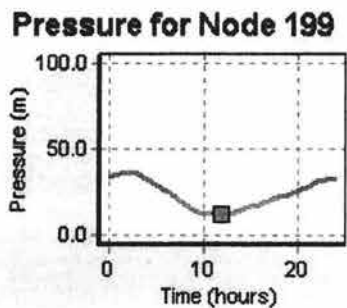
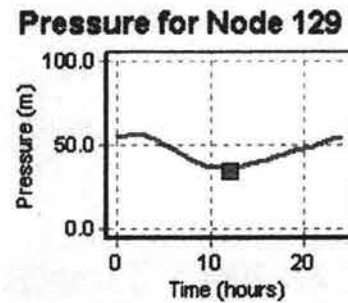
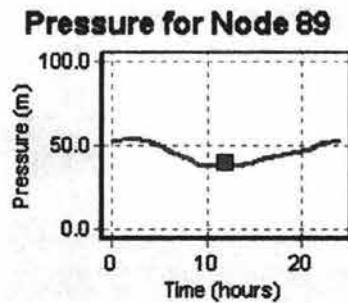
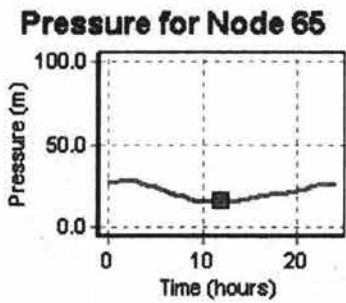
El patrón de demanda obtenido para el sector anterior se utilizó también para este.

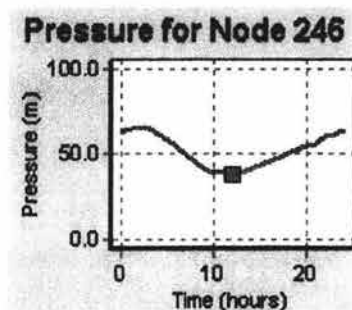
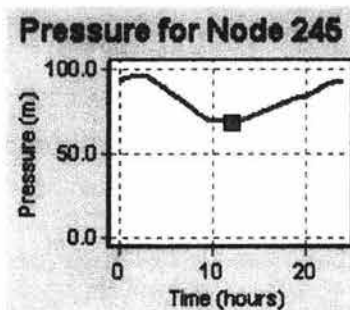
- Calibración

Una vez hecha la calibración de fugas se procedió de la misma manera a realizar la de presiones, para lo cual se tomaron lecturas de presión de 8 tomas domiciliarias a la misma hora, para poder establecer, como en el caso anterior una correlación de los datos calculados y medidos. La ubicación de los puntos se muestra en la siguiente figura.



Los datos se muestran a continuación.

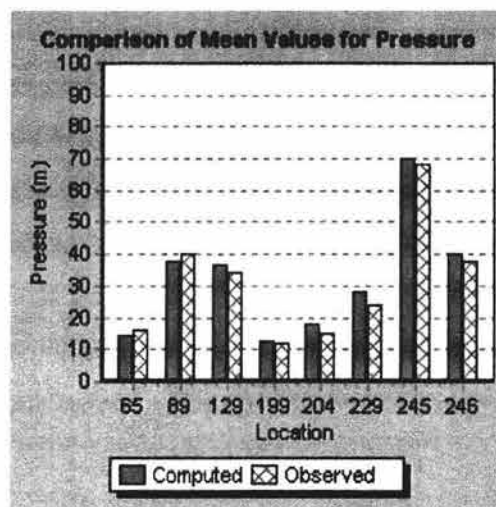




Calibration Statistics for Pressure

| Location | Num Obs | Observed Mean | Computed Mean | Mean Error | RMS Error |
|----------|---------|---------------|---------------|------------|-----------|
| 65 | 1 | 16.00 | 14.65 | 1.352 | 1.352 |
| 89 | 1 | 40.00 | 37.45 | 2.554 | 2.554 |
| 129 | 1 | 34.00 | 36.55 | 2.547 | 2.547 |
| 199 | 1 | 12.00 | 12.28 | 0.277 | 0.277 |
| 204 | 1 | 15.00 | 18.25 | 3.254 | 3.254 |
| 229 | 1 | 24.00 | 27.85 | 3.852 | 3.852 |
| 245 | 1 | 68.00 | 69.83 | 1.831 | 1.831 |
| 246 | 1 | 38.00 | 39.85 | 1.850 | 1.850 |
| Network | 8 | 30.88 | 32.09 | 2.190 | 2.427 |

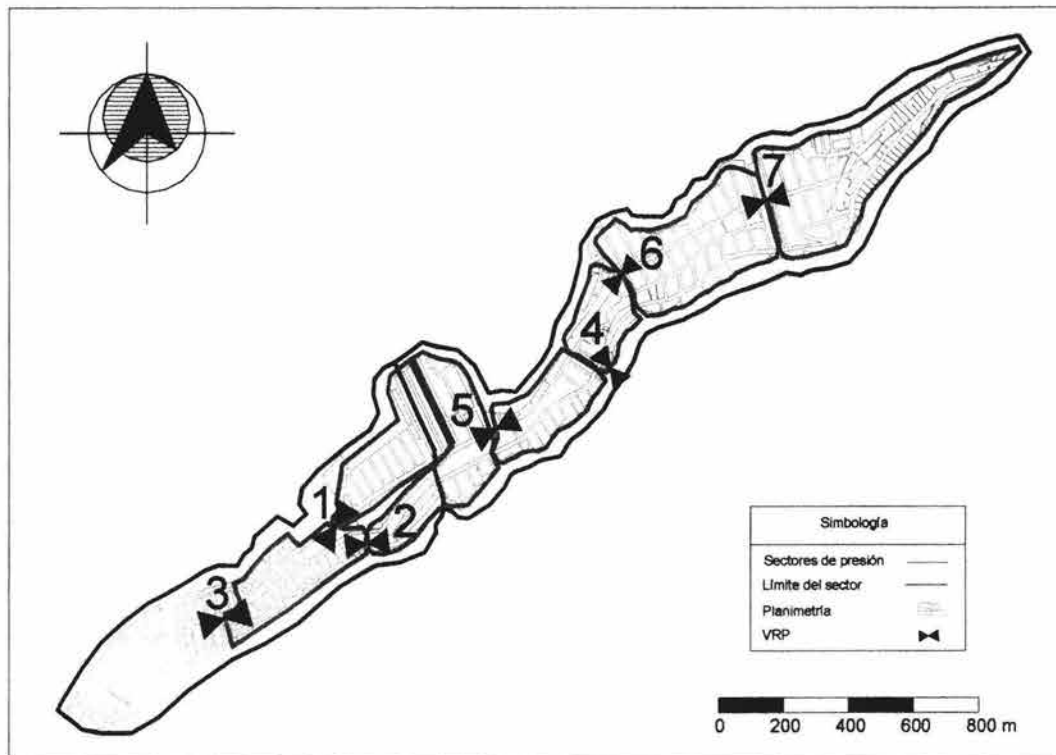
Correlation Between Means: 0.993



Como se puede observar en las gráficas los datos son muy parecidos, por lo que con un factor de correlación¹ casi de 1.0, los datos se tomaron como válidos y de esta manera se procedió a la propuesta de sectorización del sector para controlar las presiones.

- Propuesta de sectorización

En este caso se dividió al sector en 7 sectores de presión con el mismo número de VRP's para su funcionamiento a continuación se muestran los sectores listos para iniciar el análisis.



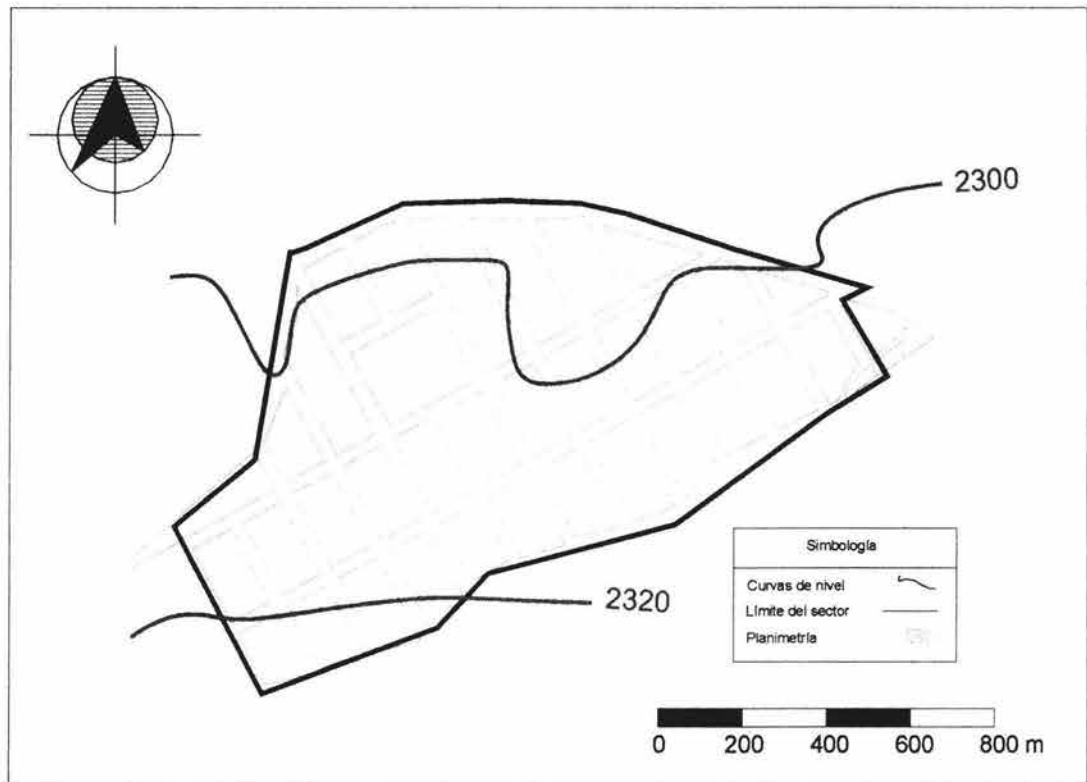
4.3 Aplicación de la metodología de cálculo al sector Tacubaya 3

- Información básica

El sector Tacubaya 3 puede considerarse dentro del sector Becerra, pero se manejó como un sistema independiente bien definido, ya que se trata de una sola colonia llamada Molino de Santo Domingo que se abastece del pozo llamado Tacubaya 3.

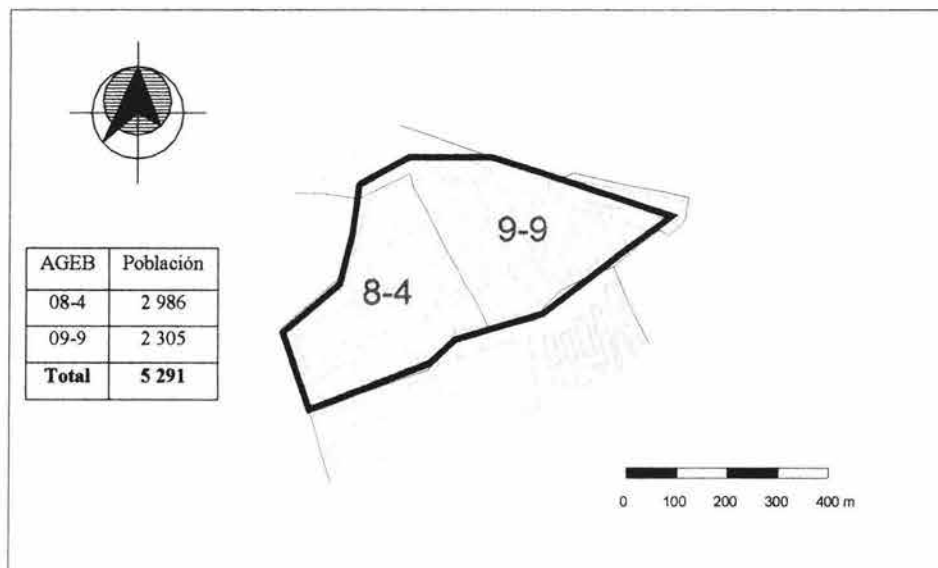
Este sector se encuentra limitado por las calles pólvora, San Miguel Arcángel, San Martín Caballero y Santa María, y cuenta con un desnivel de casi 30 m.

Sector Tacubava 3



Para este sector, aunque resultó pequeño se solicitó la misma información y se muestra a continuación con el mismo formato y utilizando el mismo criterio que en los sectores ya mencionados. Se muestran los AGEB's que forman parte de este sector.

Tacubaya 3

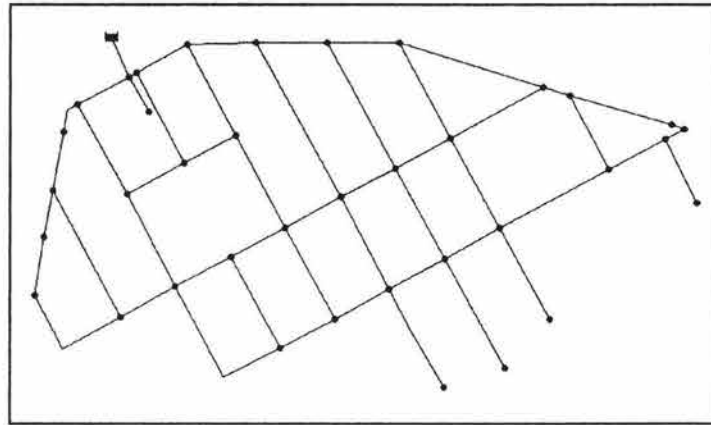


En la tabla se muestra el área, la población y la longitud de red de este sector.

| Sector | Área (km ²) | Población | L. de red (km) |
|------------|-------------------------|-----------|----------------|
| Tacubaya 3 | 0.20 | 5 291 | 4 |

Ahora se muestra el armado de la red en el modelo, el cual consta de 37 nudos y 53 tuberías.

Tacubaya 3



- **Consumos y fugas**

Como en los sectores anteriores se muestra a continuación la información referente a los consumos, fugas y demandas del sector. Conviene mencionar que se utilizó el mismo patrón de demanda.

TOMAS

| Sector | Tipo | Medidas | No medidas | Total |
|------------|--------------|---------|------------|-------|
| Tacubaya 3 | Domiciliario | 615 | 31 | 646 |
| Tacubaya 3 | Mixto | 81 | 0 | 81 |
| Tacubaya 3 | No dom. | 25 | 32 | 57 |

COBERTURA DE LAS TOMAS

| Sector | Tipo | % de cobertura |
|------------|--------------|----------------|
| Tacubaya 3 | Domiciliario | 95 |
| Tacubaya 3 | Mixto | 100 |
| Tacubaya 3 | No dom. | 44 |

CONSUMOS REPORTADOS POR EL SACM, en m³

| Sector | Tipo | 4º/2000 | 5º/2000 | 6º/2000 | 1º/2001 | 2º/2001 | 3º/2001 | Total |
|------------|--------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Tacubaya 3 | Domiciliario | 43 849 | 43 619 | 54 151 | 50 195 | 45 204 | 50 423 | 287 441 |
| Tacubaya 3 | Mixto | 6 573 | 6 377 | 7 916 | 7 325 | 6 185 | 8 373 | 42 749 |
| Tacubaya 3 | No dom. | 831 | 923 | 1 114 | 1 161 | 1 111 | 930 | 6 070 |

CONSUMOS TOTALES

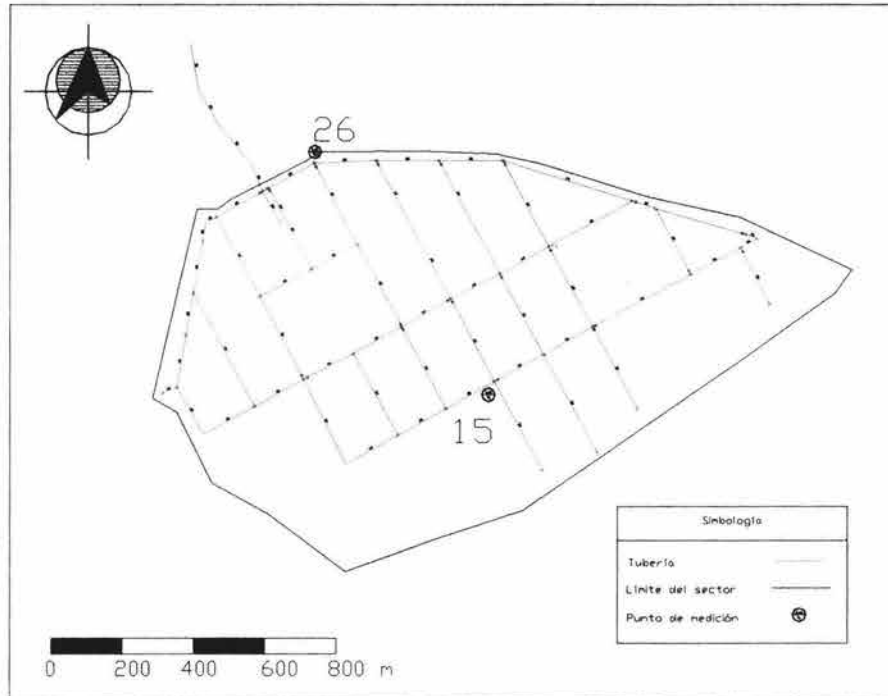
| Sector | Domiciliario | No domiciliario | Total [l/s] |
|------------|--------------|-----------------|-------------|
| Tacubaya 3 | 10.9 | 0.4 | 11 |

En la siguiente tabla se muestran las fugas y la demanda del sector.

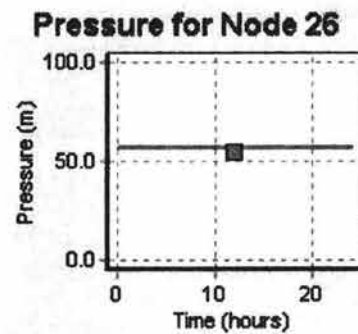
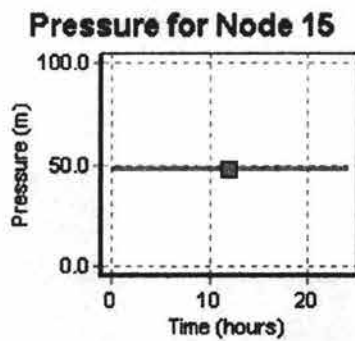
| Sector | Consumo (l/s) | Fugas (l/s) | Demanda (l/s) |
|------------|---------------|-------------|---------------|
| Tacubaya 3 | 11 | 5 | 16 |

- Calibración

De la misma manera se procedió a realizar la calibración de la presión una vez terminado el cálculo los datos anteriores, en este caso solo se tomaron lecturas en 2 tomas domiciliarias debido a que el sector es demasiado pequeño y con menos lecturas se puede establecer el mismo patrón que en los sectores anteriores para poder llevar a cabo la calibración. Estos puntos se muestran en la siguiente figura.



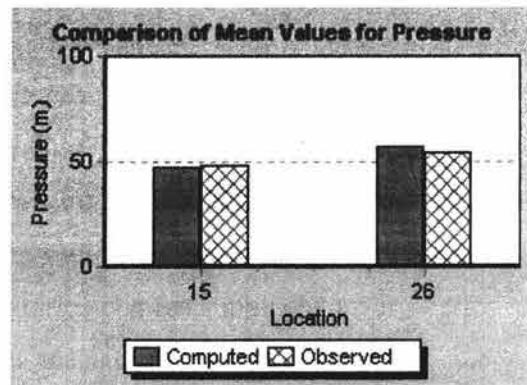
Los datos se muestran a continuación.



Calibration Statistics for Pressure

| Location | Num Obs | Observed Mean | Computed Mean | Mean Error | RMS Error |
|----------|---------|---------------|---------------|------------|-----------|
| 15 | 1 | 48.00 | 47.66 | 0.345 | 0.345 |
| 26 | 1 | 55.00 | 56.98 | 1.977 | 1.977 |
| Network | 2 | 51.50 | 52.32 | 1.161 | 1.419 |

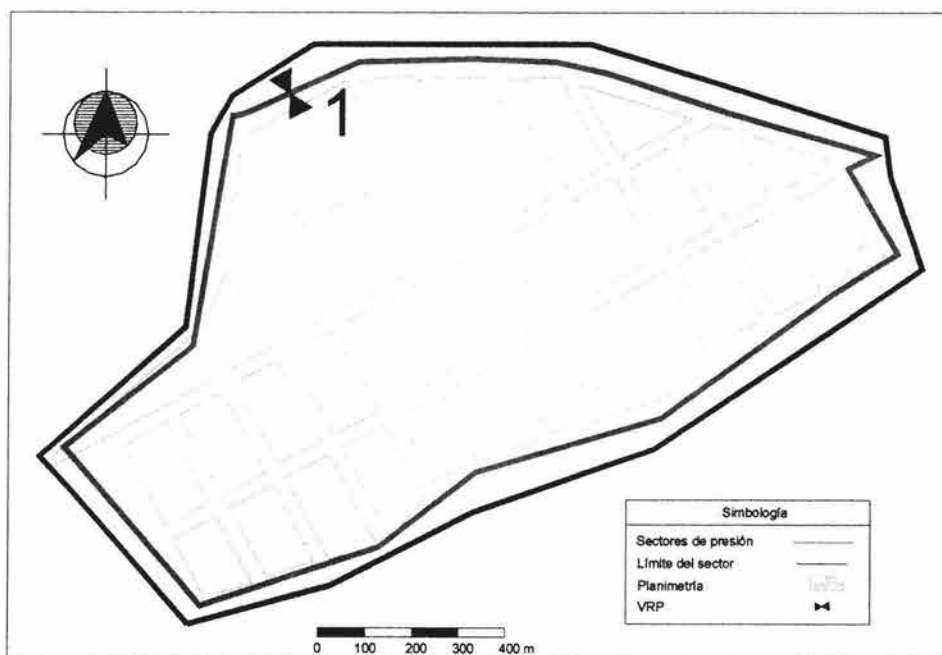
Correlation Between Means: 1.000



Como podemos observar el que tenga pocos metros de desnivel no lo exime de tener presiones superiores a la norma, por lo que es necesario controlarlas para evitar los problemas que éstas ocasionan a las tuberías, ya que presenta presiones superiores a los 50 m.

- **Propuesta de sectorización**

En este caso las lecturas medidas y calculadas son muy parecidas, lo que nos puede llevar a concluir que el modelo esta representando de manera muy precisa lo que sucede en la realidad, para verificarlo se recurrió una vez mas a analizar los datos con el modelo para poder corroborar lo expuesto, lo que resultó positivo ya que el factor de correlación¹ que se obtuvo fue de 1.00, de esta manera se hizo la propuesta de sectorización del sector, como se muestra en la siguiente figura.



1) En problemas de ingeniería, a veces el objetivo se centra en la determinación de la distribución de dos variables relacionadas y el grado de asociación entre ellas, en lugar de estimar una variable a partir de la otra. Por lo que en este trabajo la relación entre la presión medida y calculada puede estudiarse como un problema de análisis de correlación, mediante el cálculo del factor de correlación entre las dos variables. Así tenemos tres grados de correlación:

| | |
|----------|-------------------------|
| Débil | $0 \leq r < 0.5$ |
| Moderado | $0.5 < r < 0.8$ |
| Fuerte | $0.8 \leq r \leq 1.0$ |

De esta manera si tenemos un factor de correlación cercano a 1.0 podemos decir que la correlación que tienen las presiones es fuerte, y si llega a la unidad ésta es perfecta, lo que nos permite tomar como válidas las mediciones hechas para la calibración del modelo en los tres sectores estudiados.

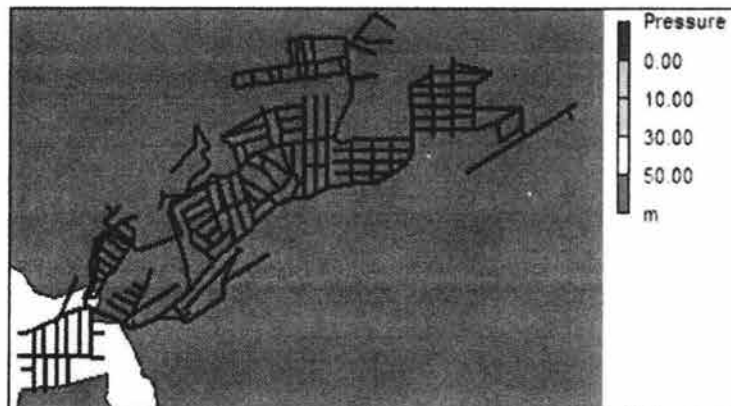
CAPÍTULO 5.- ANÁLISIS DE LOS SECTORES

El análisis hidráulico de los sectores se llevó a cabo de la siguiente manera, primero se estudiaron los resultados arrojados por el modelo, para después analizar con las mediciones de campo los datos teóricos y los medidos.

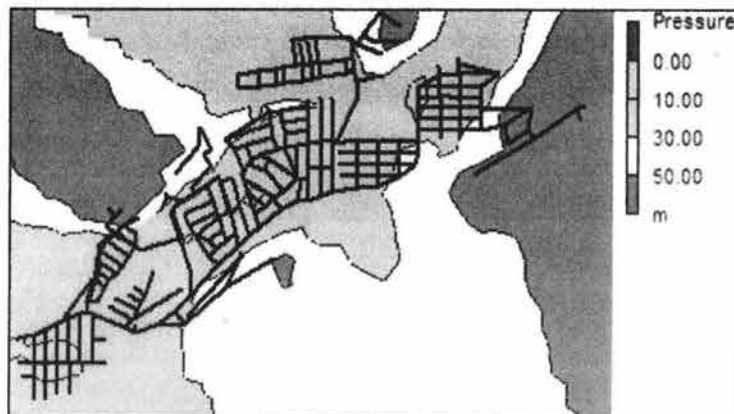
5.1 Análisis del sector Santa Lucía I

Se comenzó analizando los resultados de la modelación del sector para las presiones en toda la red en las horas de máxima y mínima presión, a las 2:00 y 13:00 hrs. respectivamente, para esto se muestran las imágenes sin control de presiones y con él, en el horario mencionado.

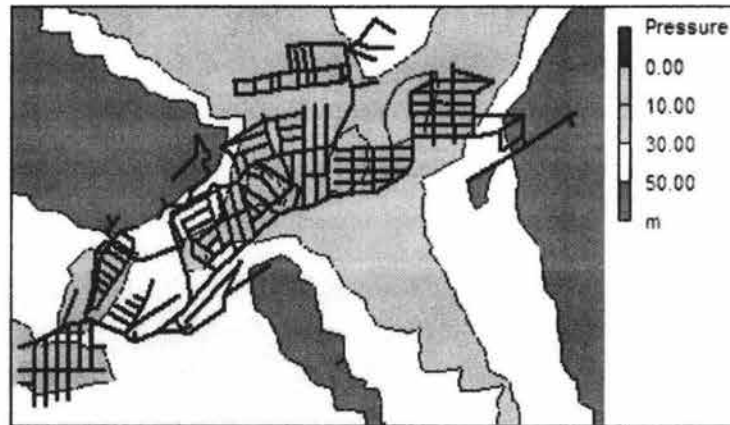
Presiones máximas sin control (2:00 hrs.)



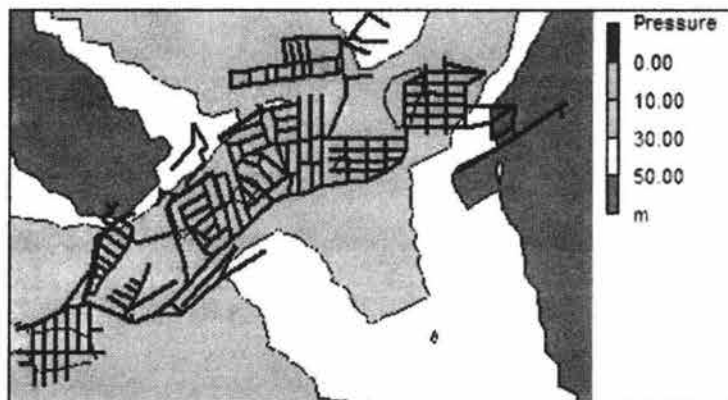
Presiones máximas con control (2:00 hrs.)



Presiones mínimas sin control (13:00 hrs.)



Presiones mínimas con control (13:00 hrs.)



Como se puede observar, se logra una disminución considerable de la presión por las noches, lo que dice de entrada, que se puede esperar un ahorro del gasto que se desperdicia en fugas, éste sería mayor por las noches, ya que en el día las presiones no varían mucho debido a que la demanda es mayor y esto hace que las presiones no sean altas.

Cabe aclarar que en la noche las presiones llegan a alcanzar valores mayores a los 100 m, razón por la cual el control de la presión es necesario, no solo para disminuir las fugas, sino también para lograr que la tubería y los accesorios dentro de la casa tenga una mayor vida útil.

Para mostrar estos resultados de manera más general se obtuvieron las presiones medias a la hora de la demanda media (19:00 hrs.), en donde se presenta una importante disminución, esto se puede ver en la siguiente tabla.

| Sin VRP's | Santa Lucía 1 | Con VRP's |
|------------------------------------|----------------------|------------------------------------|
| Network Table – Nodes at 19:00 Hrs | | Network Table – Nodes at 19:00 Hrs |
| Pressure (m) | | Pressure (m) |
| 50.42 | | 22.90 |

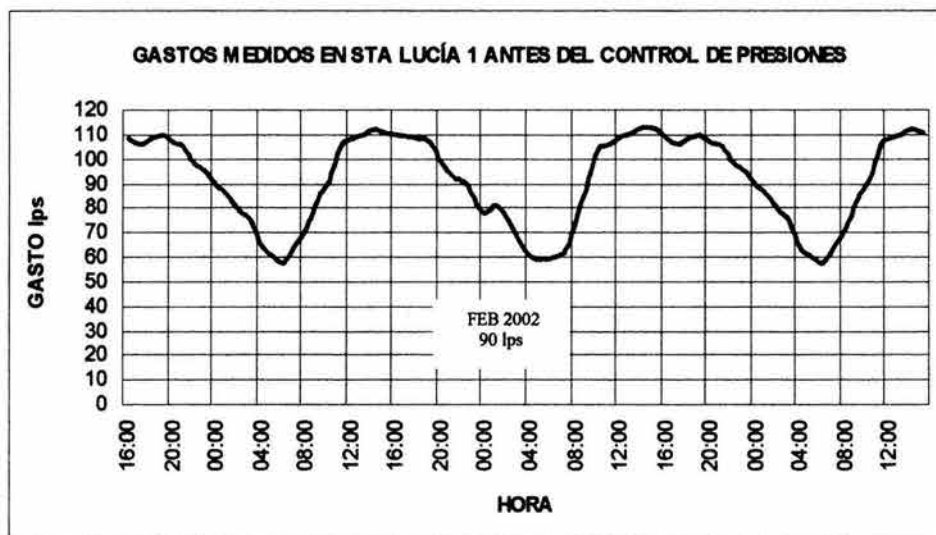
Como el objetivo principal de la sectorización es lograr una disminución en el gasto excedente suministrado a la red mediante el control de la presión, se muestran a continuación los gastos del consumo y fugas en toda la red para la hora de la demanda media (19:00 hrs.).

| Sin VRP's | Santa Lucía 1 | Con VRP's |
|------------------------------------|----------------------|------------------------------------|
| Network Table - Nodes at 19:00 Hrs | | Network Table - Nodes at 19:00 Hrs |
| Demand (lps) | | Demand (lps) |
| 58 | | 58 |
| 41.93 | | 27.51 |

Como podemos observar el consumo proporcionado por el SACM (58 l/s) no se modifica, pero si lo hacen las fugas estimadas (42 l/s). Con estas cifras podemos decir que al controlar las presiones se logra un ahorro de 14.42 l/s en el modelo en la hora de la demanda media. El ahorro real se muestra más adelante.

Posteriormente se midieron los gastos de entrada al sector en el mes de febrero del año 2002, esto antes de poner en operación las VRP's con la finalidad de tener los gastos reales de la demanda en el sector y poder compararlos con los simulados y verificarlos, o en su defecto modificarlos para poder realizar una simulación mas apegada a la realidad.

La siguiente figura muestra los gastos registrados antes del control de presiones.

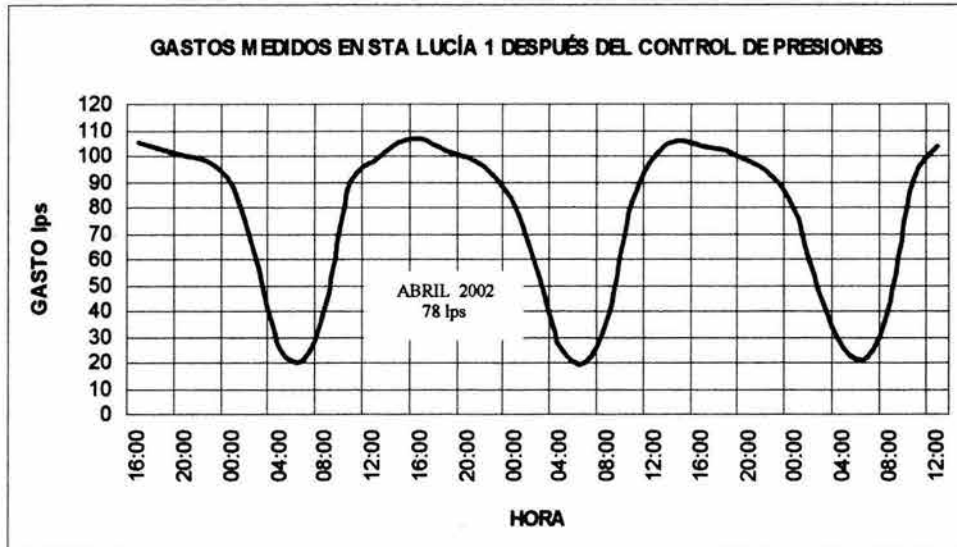


Al revisar las mediciones se observa que la demanda promedio es de 90 l/s, y no de 100 como se había estimado, esta diferencia se debe principalmente a las fugas, ya que el factor con el que se calcularon estuvo sobrado por cuestiones de seguridad, así que el consumo que se tiene de 58 l/s se deja constante, y lo que se calibra de nuevo son las fugas, que ahora se suponen de 32 l/s, cabe mencionar que este número es promedio, lo que indica que en la realidad pueden o no ser diferentes, pero debido a lo complejo de simularlas de manera correcta, se aceptan para efectos de cálculo.

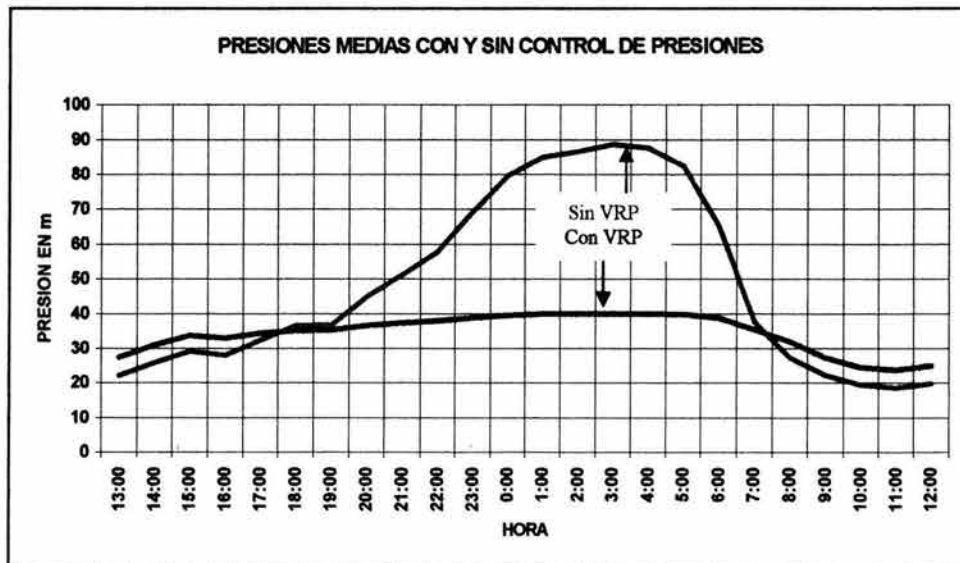
De esta forma, una vez que se tienen los datos de los gastos reales también se modifica el patrón de demanda del sector, ya que el que se utilizó en un principio fue resultado de mediciones de presión en tomas domiciliarias, y si bien funcionó para tener una idea de la manera en que se distribuía la demanda, una vez con los gastos medidos, se obtuvo el patrón que corresponde al sector para tener una representación más cercana a la realidad.

Una vez terminada la parte de construcción e implementación de la infraestructura necesaria para las válvulas en el sector, se procedió a realizar las mediciones en el mes de abril del 2002.

La siguiente figura nos muestra los resultados obtenidos.

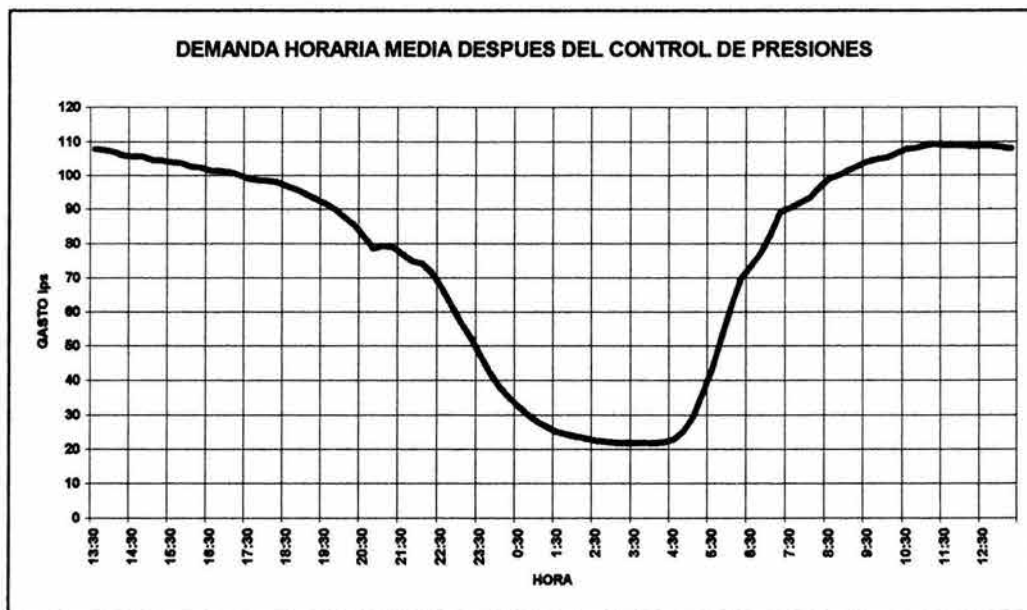


En esta gráfica se observa que la demanda promedio es de 78 l/s, menor que sin control, lo que indica que el ahorro es en fugas debido al control de presiones, como se supuso en la simulación previa. Ahora del modelo se obtuvieron las presiones medias para las dos condiciones con y sin control para poder justificar el ahorro mostrado en las mediciones.

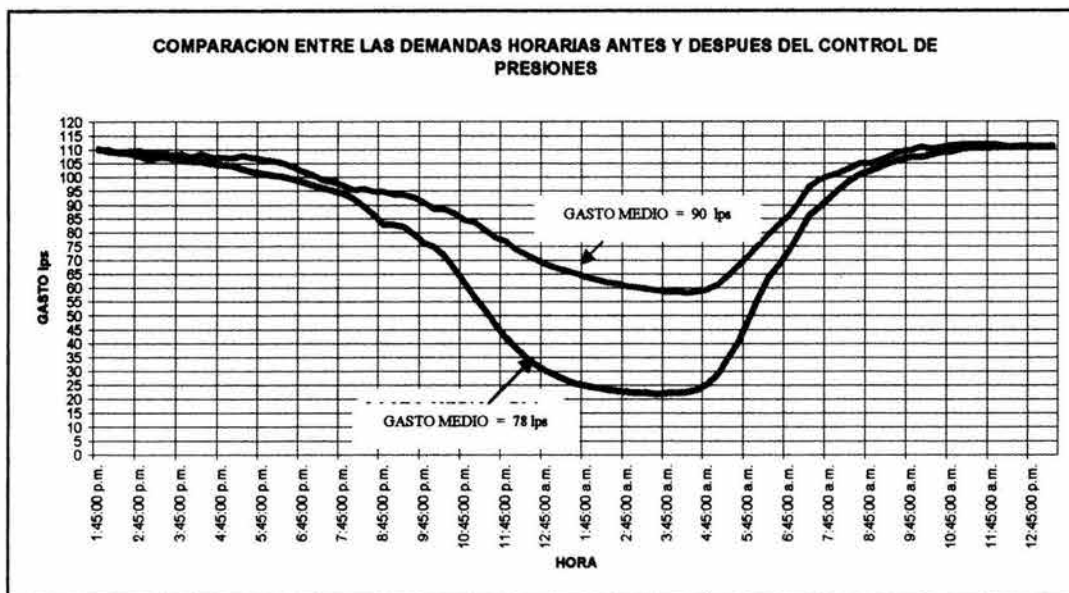


Al tener las presiones medias se puede observar el comportamiento de éstas y su influencia en los gastos ahorrados, como se observa la presión es casi la misma durante el día, pero aumenta por las noches debido a la disminución de la demanda, con el control se evita que la presión aumente, como consecuencia las fugas disminuyen, como ya se observó en las mediciones realizadas.

A continuación se obtuvo la demanda horaria promedio con el control de presiones en donde se observa que en la noche se alcanza un gasto mínimo de 21 l/s sensiblemente constante durante más de una hora por lo que es de esperar que este gasto nocturno corresponda al gasto de fugas. Se puede ver que el consumo empieza a las 4:30 a.m. y sube rápidamente hasta las 7:30 a.m. y luego mas despacio hasta las 11:30 a.m.; a partir de las 12:30 p.m. empieza a disminuir lentamente y se acelera a partir de las 6:00 p.m. con una interrupción en la bajada entre las 6:45 p.m. y las 10:15 p.m. debido a los consumos de agua antes de acostarse.



Ahora se va a comparar la curva anterior con la que se tenía antes de la instalación de VRP's, y del control de presiones, en donde se ve la disminución mas lenta de la demanda antes de las VRP's en la noche debido a que al disminuir el consumo aumentan las presiones y en consecuencia las fugas.

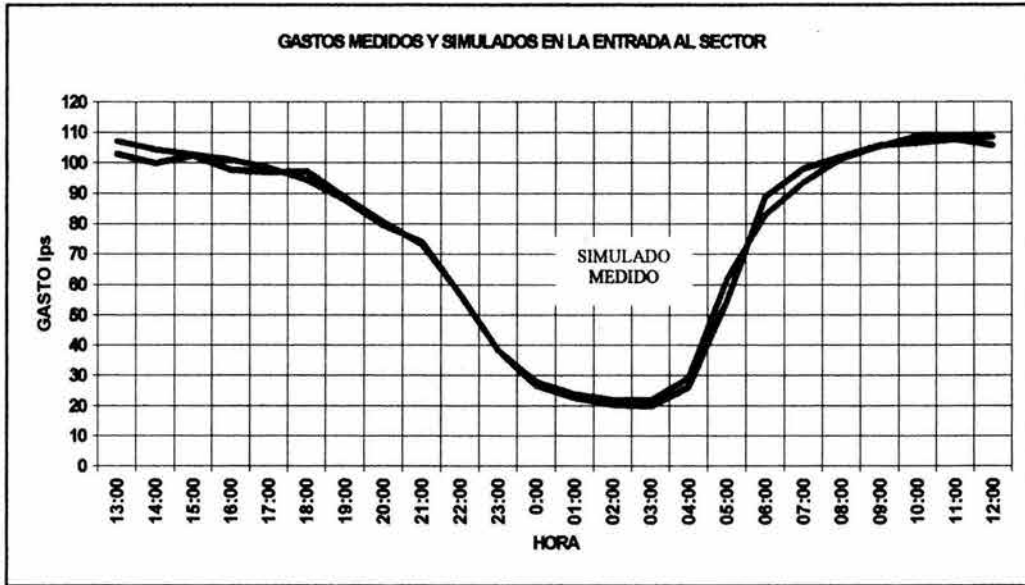


En la siguiente tabla se hace una comparación de las demandas, los consumos y las fugas antes y después de la instalación de las VRP's.

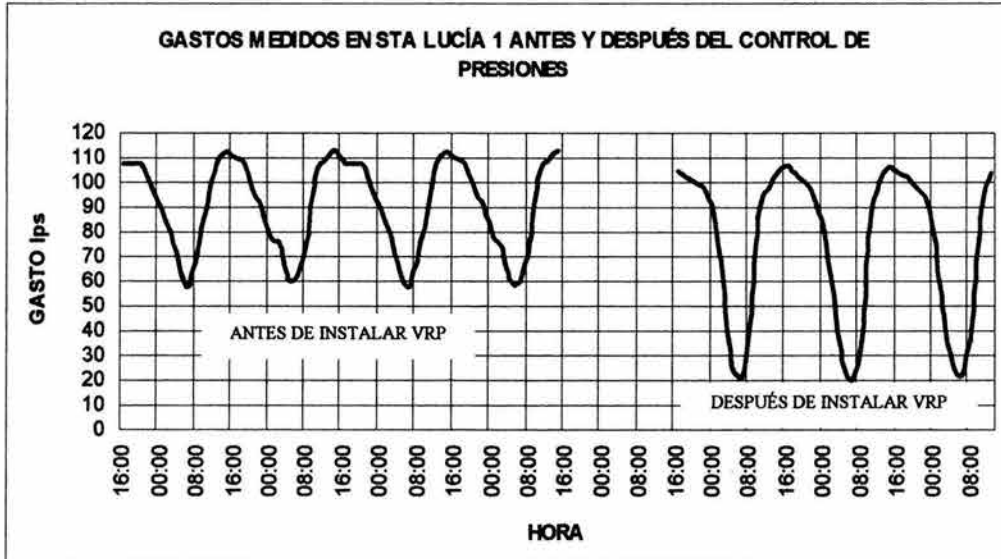
| VRP's | DEMANDA lps | CONSUMO lps | FUGAS lps | FUGAS % | FUGAS lps/km |
|-------|----------------|----------------|--------------|------------|-----------------|
| NO | 90 | 58 | 32 | 36 | 1.10 |
| SI | 78 | 58 | 20 | 26 | 0.69 |

Con los datos de la tabla podemos observar que el porcentaje de fugas disminuye en un 6%, y que las fugas son menores a 1.46 lps/km como ya se había mencionado.

Con el modelo de simulación se calculó el gasto de entrada ajustando los datos del consumo y el diámetro de los tubos que simulan las fugas para tener gastos de 58 y 20 l/s respectivamente, a continuación se muestra la figura que muestra el resultado de la simulación con la demanda media, lo que confirma la validez de suponer que las fugas son prácticamente constantes, dado el parecido de las dos curvas, y que por consiguiente las hipótesis hechas sobre los coeficientes de pérdida por fricción son aceptables.



De esta manera en el análisis, se observa una disminución de las fugas al controlar las presiones, y el ahorro real es de 12 l/s y no de 14.4 l/s como lo arrojó la simulación.

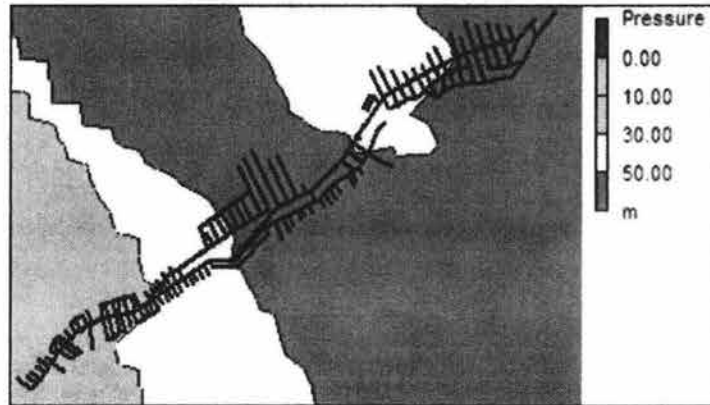


En la figura anterior observamos que los consumos en la madrugada disminuyen drásticamente y conforme en el análisis de las fugas se puede creer que las fugas máximas son de alrededor de 20 l/s que es el gasto mínimo registrado después del control.

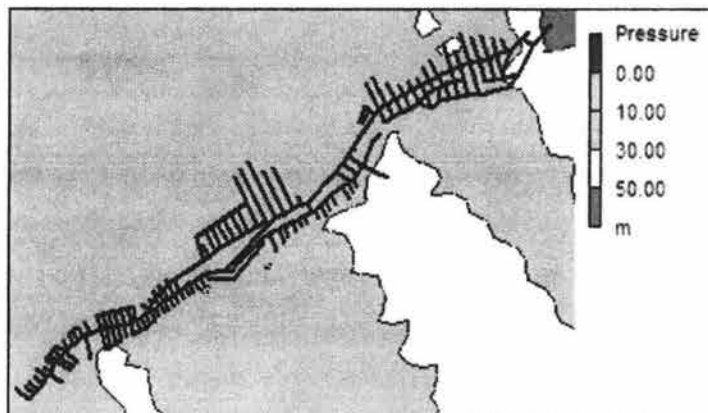
5.2 Análisis del sector Santa Lucía 2

El análisis se hizo de la misma manera, por lo que a continuación se muestran las imágenes para las horas de máxima y mínima presión en el sector sin VRP's y con ellas.

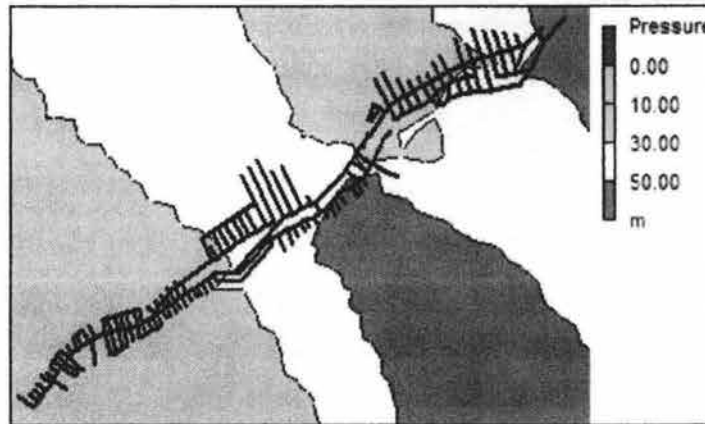
Presiones máximas sin control (2:00 hrs.)



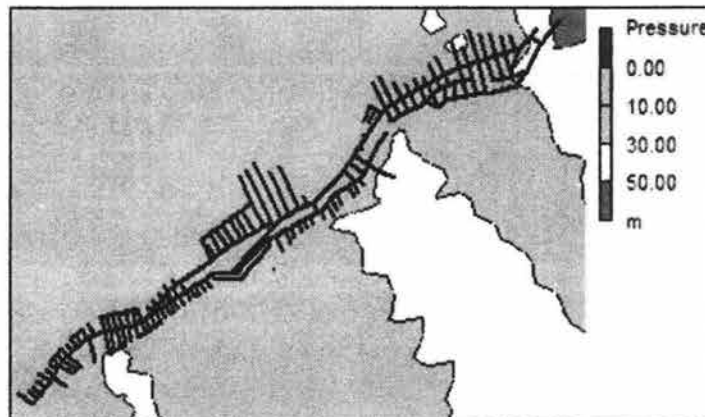
Presiones máximas con control (2:00 hrs.)



Presiones mínimas sin control (13:00 hrs.)



Presiones mínimas con control (13:00 hrs.)



En este caso, las presiones por la noche son otra vez menores con control que sin él, lo que era de esperarse, ya que presenta una topografía con un desnivel fuerte, en este caso las presiones en algunas zonas son mayores a los 90 m, lo cual nos indica que se necesitan controlar para lograr un ahorro, pero a diferencia del sector anterior, durante el día las presiones también disminuyen, aunque no tanto como en las noches, lo que puede significar un ahorro de gasto también durante el día.

A continuación se muestran las presiones medias para este sector, con el objetivo de compararlas y observar la disminución de la presión media a la hora de la demanda media (19:00 hrs.).

La siguiente tabla muestra estos resultados.

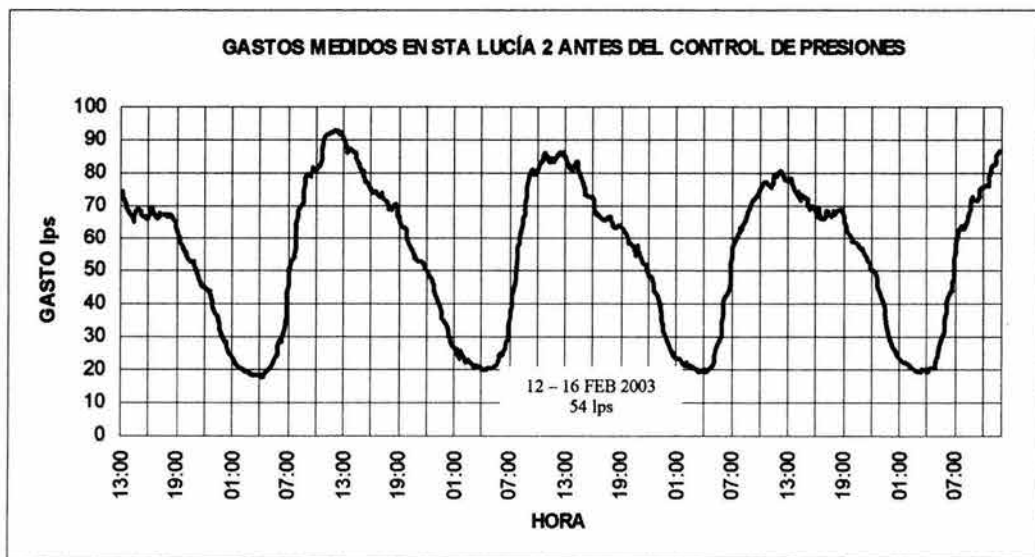
| Sin VRP's | Santa Lucía 2 | Con VRP's |
|------------------------------------|---------------|------------------------------------|
| Network Table - Nodes at 19:00 Hrs | | Network Table - Nodes at 19:00 Hrs |
| Pressure (m) | | Pressure (m) |
| 35.62 | | 20.55 |

De igual manera se obtuvieron los gastos del consumo y las fugas a la hora de la demanda media, que se muestran a continuación.

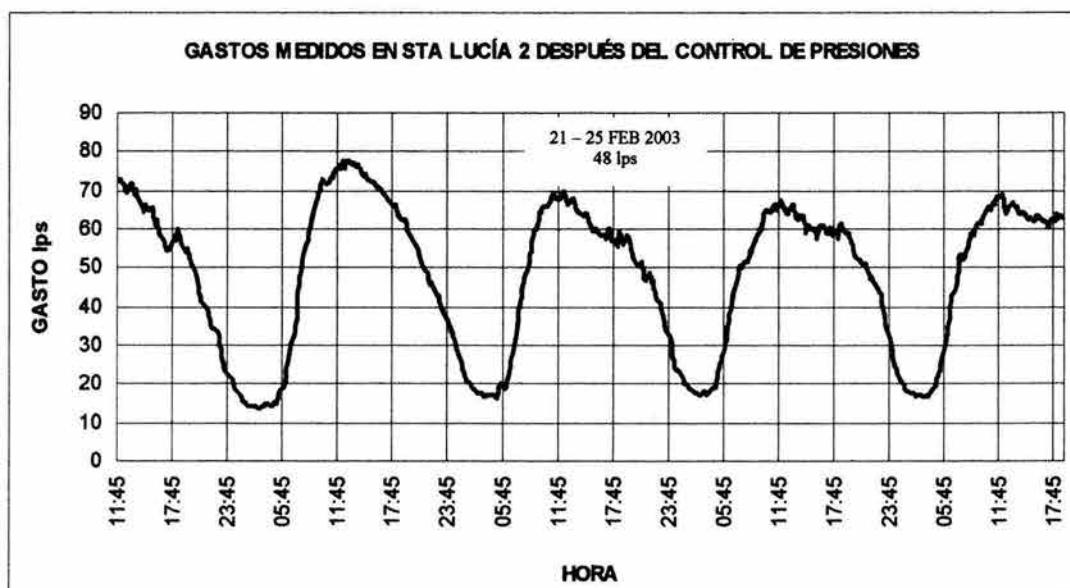
| Sin VRP's | Santa Lucía 2 | Con VRP's |
|------------------------------------|---------------|------------------------------------|
| Network Table - Nodes at 19:00 Hrs | | Network Table - Nodes at 19:00 Hrs |
| Demand (lps) | | Demand (lps) |
| 27 | | 27 |
| 28.69 | | 21.93 |

El consumo reportado se mantiene constante y las fugas presentan una disminución de 6.76 l/s, ahorro estimado por el modelo, éstas se verificaran mas adelante, con las mediciones de campo.

A continuación se presentan los gastos medidos en febrero del 2003 sin control.

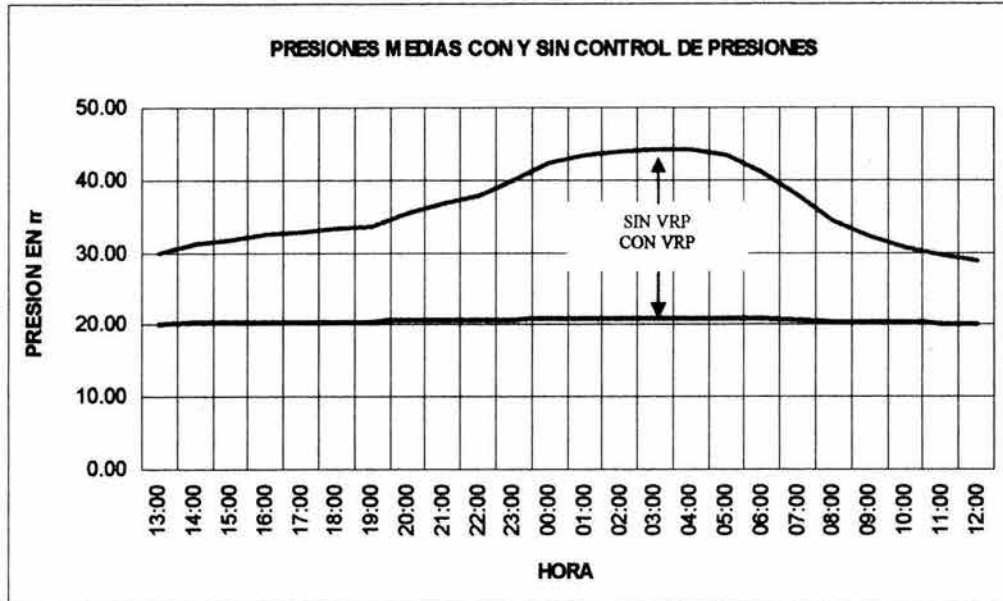


En este caso se observa que la demanda media es de 54 l/s y no de 56 l/s como se supuso en el modelo, esto es debido al factor de fugas que se consideró, aunque en este caso las fugas son muy parecidas a las estimadas, lo que significa que el factor de fugas considerado representa lo que sucede en la realidad en el caso de este sector.



Los gastos medidos después corresponden también al mes de febrero, como se sabe este sector cuenta con dos puntos de abastecimiento de agua, por lo que las mediciones se hicieron en las dos entradas al sector, en el caso de las mediciones después del control el equipo de medición ubicado en la parte intermedia del sector no registró las mediciones por lo que el gasto total medido se obtuvo mediante una comparación de los gastos medidos antes del control, y así se estimaron los gastos medidos en la entrada del sector que no registró los gastos. Los resultados se muestran en la figura anterior.

Al igual que en el caso anterior se modificó el modelo y se obtuvieron las presiones medias en toda la red para las dos condiciones con control y sin él. Esto con la finalidad de corroborar de esta manera el ahorro en fugas que muestran las mediciones de los gastos antes y después del control de presiones.



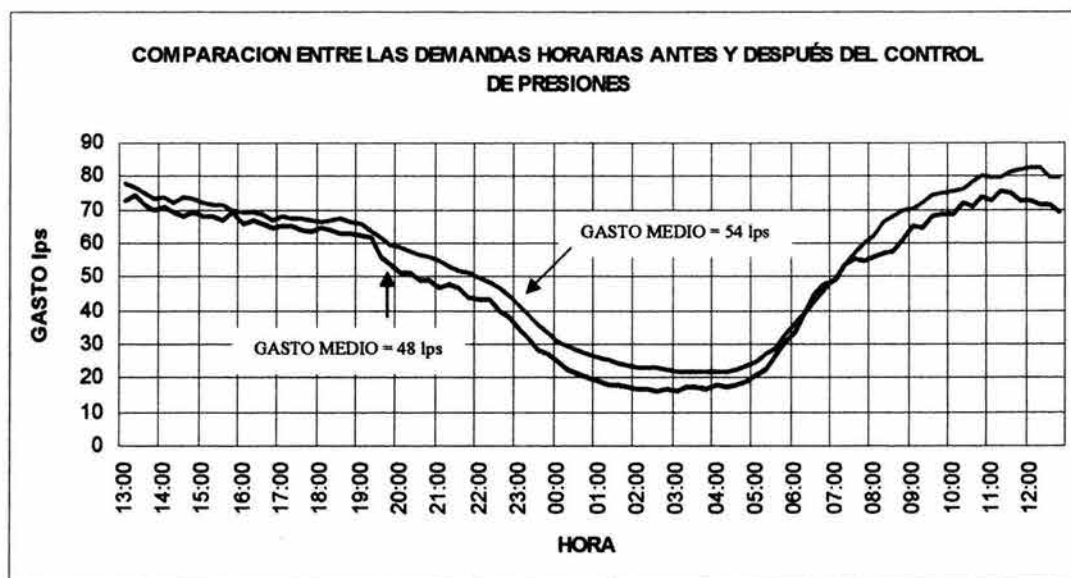
Este figura comprueba, además del ahorro en fugas, que una vez modificado el modelo con las mediciones de gasto, las presiones también disminuyen durante el día lo que refleja que el ahorro no solo es a las horas de menor demanda, como se mencionó al inicio de éste análisis con las figuras de la simulación para las horas de máxima y mínima presión.

Ahora se obtuvo la demanda horaria media después del control presiones para observar como se comporta en este sector.



De la misma manera se observa un gasto de alrededor de 18 l/s constante por casi dos horas, lo que nos indica que se trata de las fugas nocturnas, vemos como el consumo empieza a las 4:30 a.m., y se acelera hasta las 9:00 a.m., para luego hacerlo de manera más lenta hasta el mediodía cuando empieza a disminuir lentamente hasta las 7:00 p.m. cuando se acelera con las interrupciones propias de la demanda entre las 8:00 p.m. y las 10:30 p.m., lo que indica un comportamiento normal en la demanda.

A continuación se compararán las demandas horarias antes y después del control de presiones en donde vemos que la demanda es sensiblemente menor casi todo el día, a excepción del periodo de la mañana en que la demanda es casi igual, lo que nos indica que el ahorro en fugas a diferencia del sector Sta. Lucía 1 se da casi todo el día y no solo en las horas de máxima presión, lo interesante es que en el periodo de la mañana cuando el consumo aumenta rápidamente y los gastos son prácticamente iguales en las dos curvas, lo que nos dice que probablemente no existe un ahorro en esas horas, sin embargo, recordemos que los gastos medidos después del control no se registraron en las dos entradas, de manera que es posible que exista un error en los resultados.

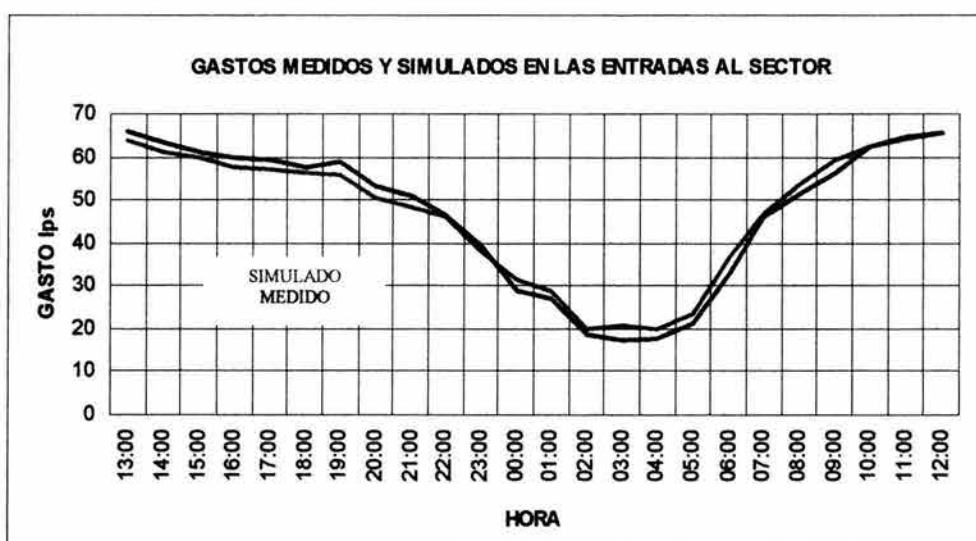


A continuación se muestra la tabla comparativa de la demanda, los consumos y las fugas antes del control y después de éste, para el caso de éste sector.

| VRP's | DEMANDA lps | CONSUMO lps | FUGAS lps | FUGAS % | FUGAS lps/km |
|-------|----------------|----------------|--------------|------------|-----------------|
| NO | 54 | 27 | 27 | 50 | 1.35 |
| SI | 48 | 27 | 21 | 44 | 1.05 |

Como se observa las fugas en este sector son realmente altas ya que rebasan el promedio que se tiene en el D. F., al ser del orden del 50% de la demanda, como se ve las fugas solo disminuyen en un 6% con el control, por lo que se requiere especial atención en este punto, con el objetivo de hacer que este porcentaje disminuya.

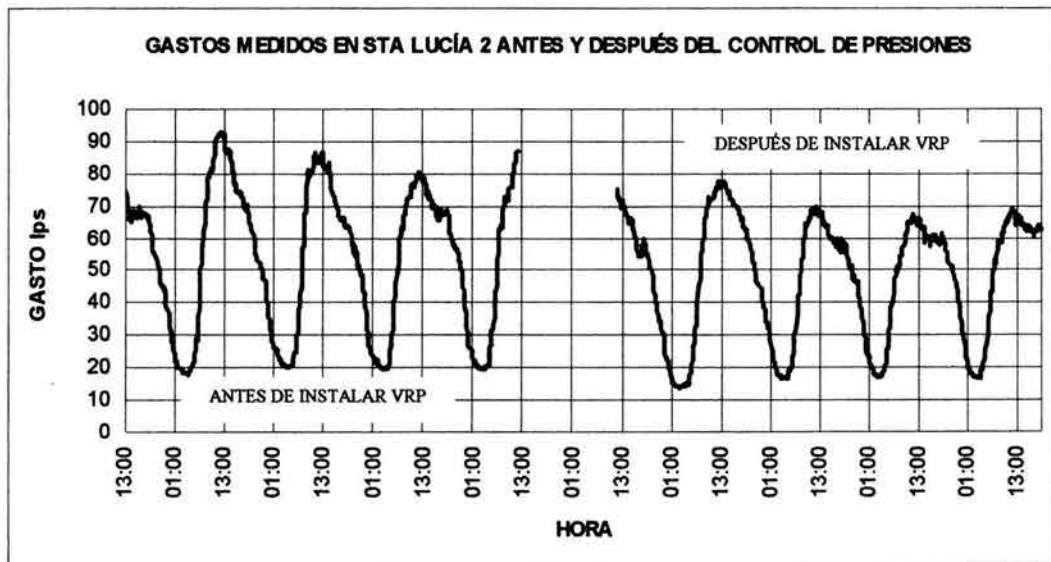
Ahora, se muestran los gastos antes y después del control de presiones en el modelo para verificar si las hipótesis que se hicieron son congruentes con los resultados obtenidos de las mediciones. Como se ve las curvas son muy similares lo que nos indica que la simulación hecha es correcta.



Ahora el gasto de fugas que se presenta es de 16 l/s en las horas de la madrugada lo cual no significa que sea el máximo como en el caso anterior debido a que en este caso las fugas resultaron demasiado elevadas lo que se tendrá que revisar más adelante.

Como en el caso anterior el ahorro en fugas resultó menor al estimado en el modelo, ya que resultó de 6 l/s el medido y el simulado fue de 6.7 l/s, por lo que en este caso la simulación reflejó casi de manera idéntica lo registrado en las mediciones.

Ahora se ve una comparación de los gastos medidos antes y después del control de presiones en el sector.



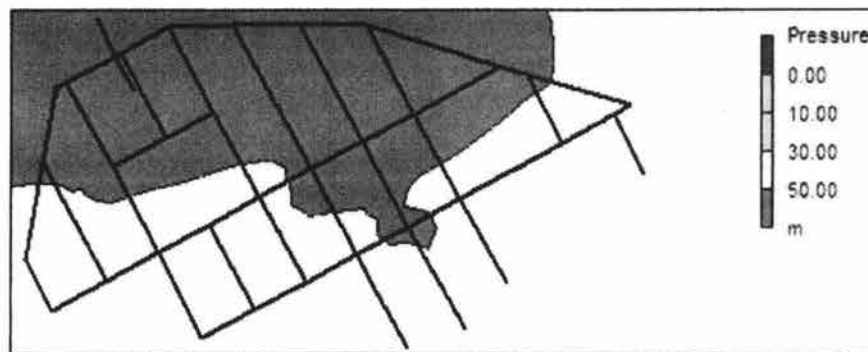
Al observar las mediciones después de las VRP's vemos como disminuye la demanda al transcurrir el tiempo lo que tal vez sea una reducción en la demanda promedio y en realidad el gasto nocturno sea el gasto máximo de fugas, por desgracia no se contó con las mediciones posteriores completas, por lo que estos datos son aproximados, pero resulta benéfico ya que se controlan las fugas también durante el día, este sector necesitará un monitoreo eficiente para poder detectar y lograr disminuir el porcentaje de fugas.

5.3 Análisis del sector Tacubaya 3

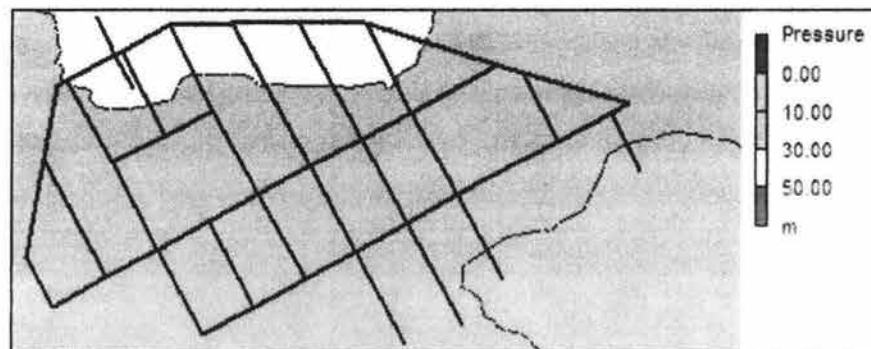
Este sector, presenta resultados diferentes a los dos sectores anteriores debido a que su situación es diferente ya que el abastecimiento está en la parte baja y no en la alta como en los casos anteriores, razón por la cual las presiones altas se presentan a la entrada del agua y no en las partes alejadas de la fuente.

Esto se muestra en las figuras de máxima y mínima presión que se muestran a continuación.

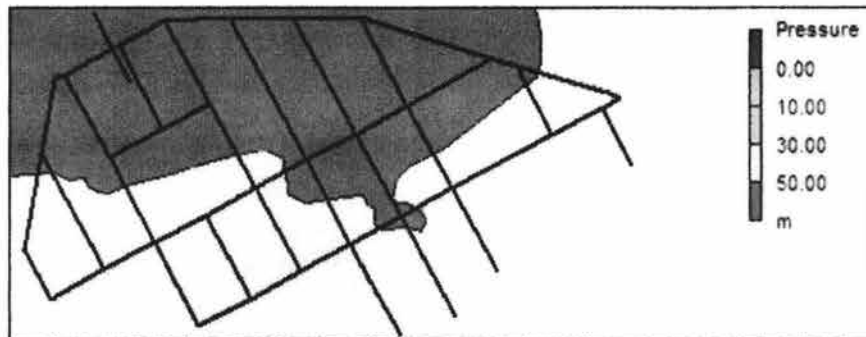
Presiones máximas sin control (2:00 hrs.)



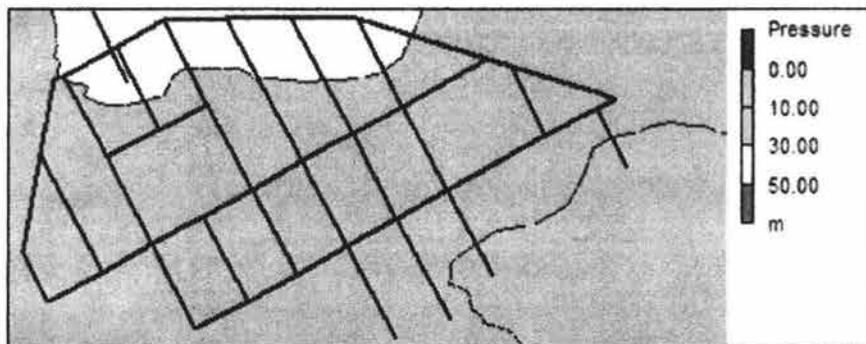
Presiones máximas con control (2:00 hrs.)



Presiones mínimas sin control (13:00 hrs.)



Presiones mínimas con control (a las 13:00 hrs.)



Estas figuras nos muestran características diferentes a los sectores anteriores ya que como se observa las presiones máximas y mínimas sin control son prácticamente iguales, ya que presenta presiones casi constantes a lo largo del día, lo que ocasiona problemas en las tuberías con su consecuencia en las fugas, esto demuestra que los resultados no siempre son iguales y que cada caso tiene diferentes problemas que deben solucionarse. Esto se refleja también en las presiones máximas y mínimas con control.

Esto no significa que las presiones estén mal, ya que como se observa si hay una disminución considerable de la presión, aunque esta no varíe mucho durante el día, a continuación se presentan los resultados de la presión media en la hora de la demanda media (19:00 hrs.).

La siguiente tabla nos muestra los resultados.

| Sin VRP | Tacubaya 3 | Con VRP |
|------------------------------------|------------|------------------------------------|
| Network Table – Nodes at 19:00 Hrs | | Network Table – Nodes at 19:00 Hrs |
| Pressure (m) | | Pressure (m) |
| 48.50 | | 23.66 |

Como se observa la reducción de la presión es muy grande, siguiendo con el análisis se presentan los gastos del consumo y las fugas en donde vemos el ahorro de gasto que presenta el modelo de acuerdo a la simulación.

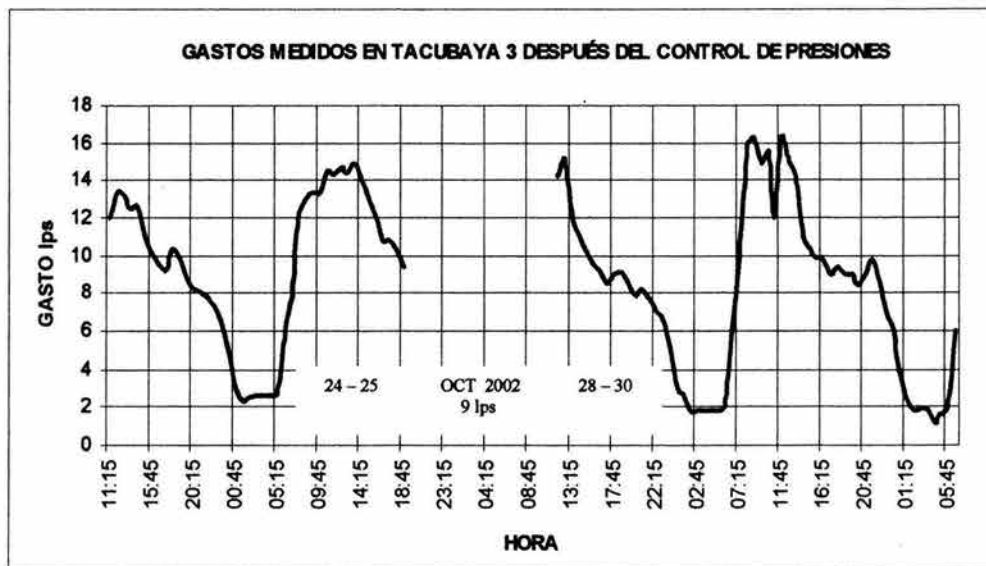
| Sin VRP | Tacubaya 3 | Con VRP |
|------------------------------------|------------|------------------------------------|
| Network Table - Nodes at 19:00 Hrs | | Network Table - Nodes at 19:00 Hrs |
| Demand (lps) | | Demand (lps) |
| 11 | | 11 |
| 5.02 | | 3.41 |

El ahorro es de 1.61 l/s, es mucho menor que los ahorros de los sectores anteriores, pero no por eso deja de ser importante ya que este sector es mucho menor. Como veremos más adelante los datos reales se compararán con los obtenidos de la simulación.

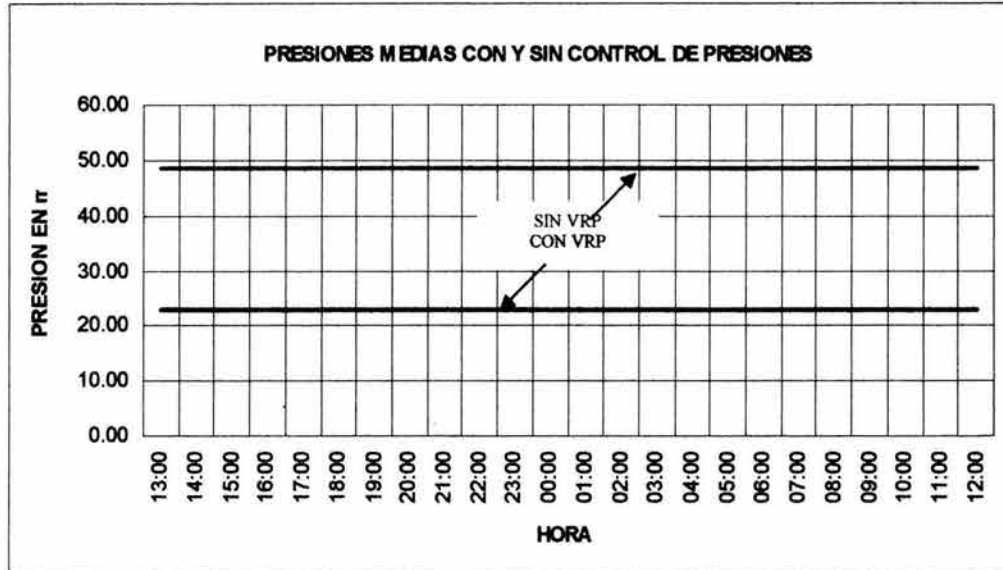
En el caso del sector Tacubaya 3 las mediciones se hicieron en el mes de octubre del 2002, al analizar las mediciones de este sector se detectaron algunas incongruencias en los datos arrojados por las mediciones, ya que la demanda promedio resultó muy por debajo de la que se obtuvo de los datos proporcionados por el SACM, entonces se hizo una revisión de los consumos y se determinó que éstos correspondían a un área mayor a la que se utilizó en el modelo, con esta información se modificó el consumo en relación al porcentaje de áreas que resultó ser menor en un 30%, esto significa que el consumo del sector es en realidad de 7 l/s y no de 11 l/s como se calculó, así que se realizaron las modificaciones necesarias una vez analizados los gastos medidos que se muestran a continuación.



En este caso no podemos comparar en este momento las demandas medias ya que a partir de aquí se hicieron las modificaciones al modelo para poder realizar el análisis, pero se observa que la demanda media es de 12 l/s y que las fugas se pueden considerar de 5 l/s, dato que si es similar al simulado ya que la longitud de la red no sufrió modificaciones. Los gastos después del control de presiones se muestran a continuación.



Como se observa, las mediciones después del control de presiones se registraron en dos periodos diferentes del mismo mes de octubre. Para continuar se modificó el modelo para los dos casos, para tener la comparación de las presiones medias con y sin control de presiones que se muestran en la siguiente figura.

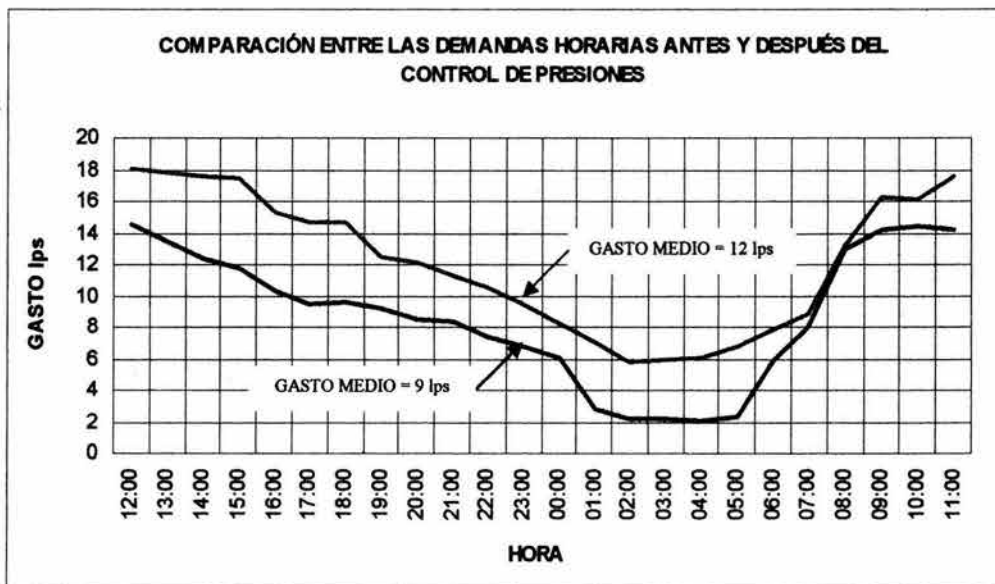


Esta gráfica nos indica lo que se mencionó al inicio del análisis, que las presiones son prácticamente iguales durante todo el día, como se ve en el análisis de la simulación, aunque éste sea con los datos de la demanda anterior, el comportamiento de las presiones en el sector es el mismo aunque la demanda haya disminuido, por consiguiente como en los casos anteriores al existir una bajada en las presiones medias en la red se espera un ahorro en la demanda al disminuir las fugas.

Continuando con el análisis, se obtuvo la demanda horaria media después del control de presiones para el sector para ver como se comportaba, en este caso en particular no varía en relación con las demandas anteriores, igual inicia su consumo alrededor de las 5:00 a.m. y aumenta rápidamente hasta las 8:30 a.m., para seguir su aumento de manera mas lenta hasta las 12:00 p.m., para comenzar su descenso a la 1:00 p.m. y continuarlo hasta la media noche con las interrupciones propias de las actividades antes de acostarse, en este caso el gasto que se observa constante en la madrugada es de 2 l/s y se mantiene prácticamente constante durante cerca de dos horas, lo que podemos establecer como el gasto máximo de fugas, esto se verificará mas adelante.



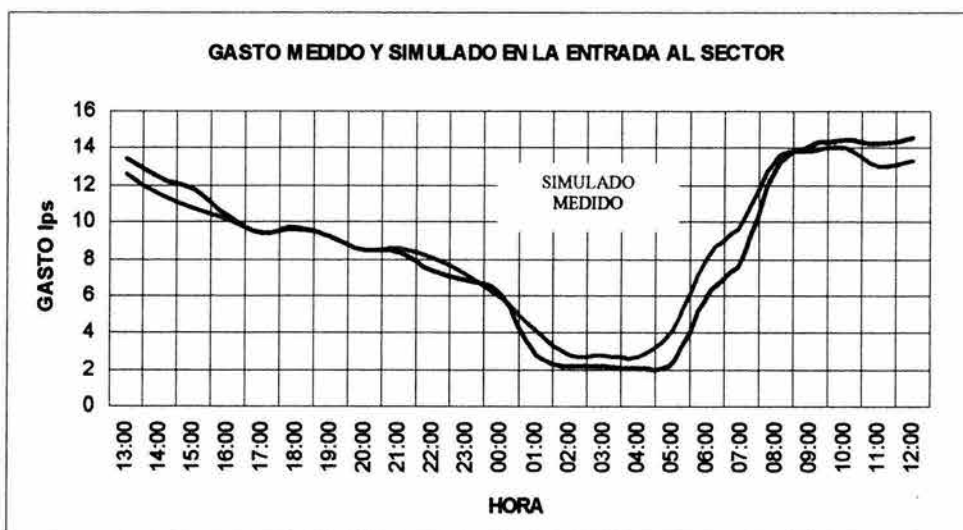
Al compararla con la demanda horaria antes del control de presiones se ve como la demanda baja bruscamente en la madrugada a consecuencia del control de la presión, y sucede algo similar al sector Sta. Lucía 2 en las horas de la mañana en que el gasto antes y después del control es casi idéntico.



A continuación se muestra la tabla comparativa de la demanda, consumo y fugas para este sector.

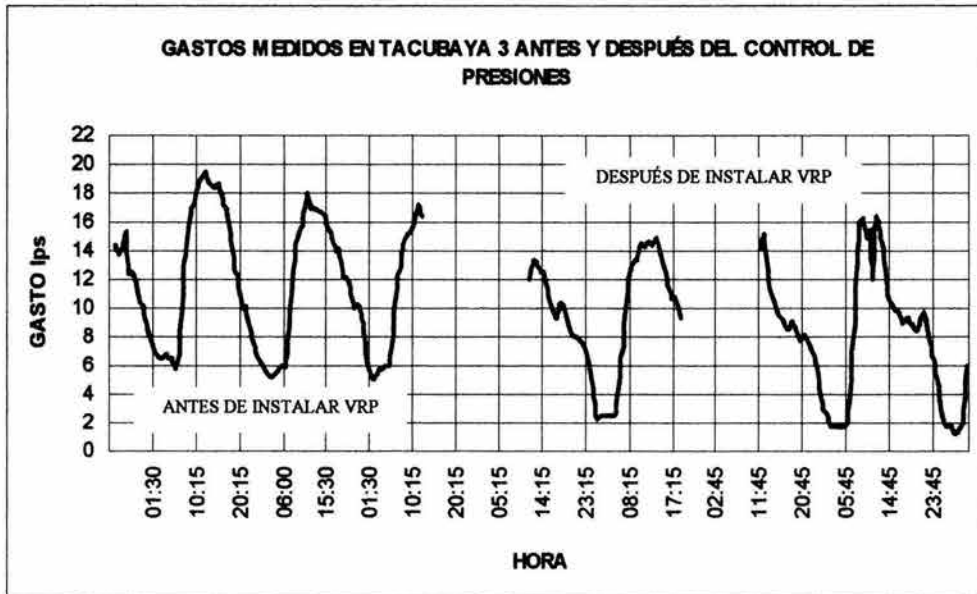
| VRP's | DEMANDA lps | CONSUMO lps | FUGAS lps | FUGAS % | FUGAS lps/km |
|-------|----------------|----------------|--------------|------------|-----------------|
| NO | 12 | 7 | 5 | 42 | 1.25 |
| SI | 9 | 7 | 2 | 22 | 0.50 |

En este caso se observa como las fugas se reducen bastante en porcentaje lo que indica que se controlan con la VRP, esto se ve también en el factor de fugas que resulta al compararlo con la longitud de la red. En esta ocasión no podemos comparar el ahorro esperado con la simulación y el obtenido ya que los valores del consumo se tuvieron que modificar, pero se espera tener un ahorro de 3 l/s en fugas.



En este caso se observa que las curvas se asemejan la una a la otra lo que nos dice que las consideraciones en cuanto a las perdidas por fricción son aceptables, y que la simulación nos representa lo que sucede en la realidad de manera muy confiable.

Para cerrar este análisis se presenta la figura con los gastos medidos antes y después del control de presiones.



Como en el caso del sector Sta. Lucía 1 los gastos mínimos que se presentan por las noches nos representan los gastos máximos de fugas esperados.

CAPÍTULO 6.- CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA PARA IMPLEMENTAR LA SECTORIZACIÓN

Para llevar a cabo la construcción de la infraestructura hidráulica necesaria para la sectorización, se elaboraron los planos necesarios en donde se tiene la información requerida.

Estos planos son conocidos como *planos operativos*, en los cuales se encuentra la información relacionada a la sectorización como: ubicación del sector, nombre de las calles que lo componen, la red de agua potable, sus fuentes de abastecimiento, el número de válvulas reductoras de presión propuestas y su ubicación, los datos de las presiones de entrada y salida de cada válvula, el número y la ubicación de las válvulas de seccionamiento existentes y propuestas.

Los planos contienen información adicional, como la localización de los puntos en donde se hicieron las mediciones de presión para la calibración del modelo.

6.1 Construcción de cajas e instalación de válvulas reguladoras de presión (VRP)

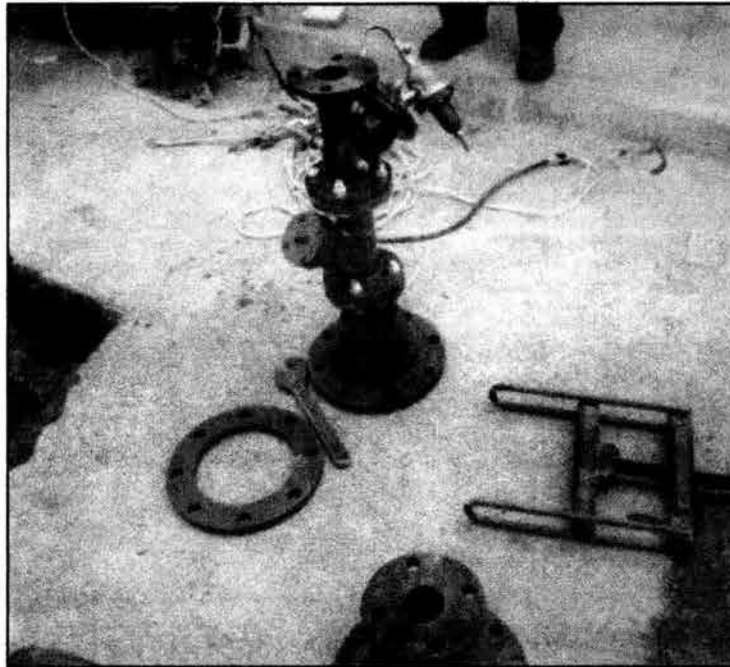
Una vez que se cuenta con el tamaño de las válvulas a instalar, lo que sigue es identificar el lugar de ubicación de las válvulas en un plano que contenga todas las características necesarias para implementar la sectorización en campo, en el plano operativo del sector correspondiente.

Para facilitar la construcción de los diferentes cruceros se hicieron cruceros tipo de VRP's para identificar las características especiales de cada válvula de acuerdo a su diámetro y las piezas especiales que se requieren para su instalación, así como las dimensiones de las cajas que albergaran a las válvulas.

Una vez con la información necesaria para cada crucero de acuerdo a sus características se procedió a realizar los croquis de localización de las válvulas reductoras de presión que se muestran en el plano, esta etapa debe ir acompañada de visitas de campo para establecer la factibilidad de construcción y ubicación de las válvulas, ya que de lo contrario se tendrán que reubicar.

Toda esta información se encuentra en el *anexo* de cada sector al final.

La siguiente fotografía muestra como son las VRP's que se instalaron en los sectores estudiados.



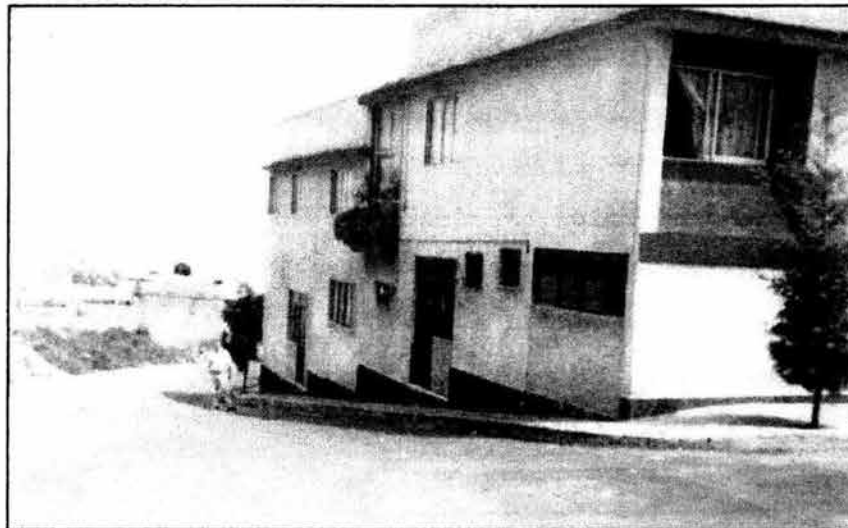
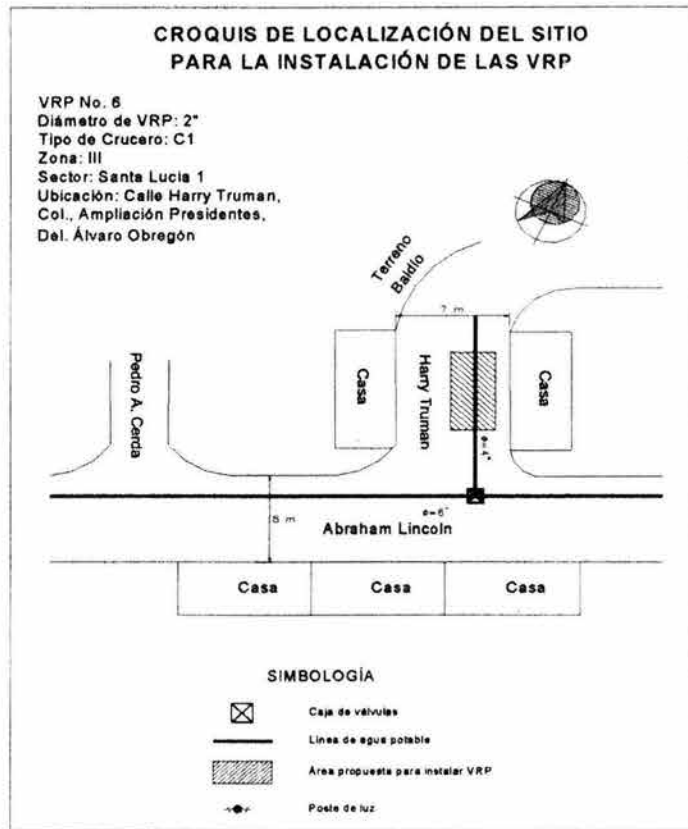
A continuación se mostrará parte del procedimiento para llevar a cabo la construcción de una caja para una VRP así como la instalación de la misma.

El sector Santa Lucía 1 requería de 11 VRP's en principio, como se muestra en los planos, pero al tratar de ubicar la tubería donde estaría ubicada la válvula no. 3 ésta no existió por lo que se modificó el modelo para que el sector funcionara adecuadamente sin ella.

Como se observará en las fotografías, las cajas para la instalación de VRP's son bastante amplias, ya que tiene que permitir el alojamiento del personal necesario para su calibración y mantenimiento.

El procedimiento que se mostrará a continuación es para la VRP no. 6 que tiene un diámetro de 2'' ubicada en la calle de Harry Truman en la colonia Ampliación Presidentes.

A continuación se muestra su croquis de localización y una fotografía donde se ubica el sitio propuesto para la instalación de la válvula.



La ubicación de la válvula esta indicada por los conos naranjas que se ven en la fotografía.

Las siguientes fotografías nos muestran la caja y la válvula instalada lista para ser calibrada por personal de la empresa donde se adquirieron las válvulas.



Para que la operación de las válvulas en el futuro tenga continuidad, también se cuenta con la presencia de personal del organismo operador, quienes serán los encargados de la operación y mantenimiento de las válvulas.



El crucero tipo de la VRP se encuentra en el *anexo* del sector. Las cajas tipo para VRP's se muestran en el siguiente plano.

NOTAS GENERALES

- 1.- COTACIONES EN METROS, EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRAS UNIDADES.
- 2.- LAS DIMENSIONES DE LA CAJA TIPO NO TIENEN ESCALA.
- 3.- ESPECIFICACION DE MATERIALES:
 CONCRETO $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 AGREGADO MAXIMO $3/4" (1.9 \text{ cm})$
- 4.- TODAS LAS VARILLAS TERMINADAS EN ESCUADRA EN SUS EXTREMOS SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS NORMALES UNA LONGITUD l_a DADA EN LA TABLA DE VARILLAS EXCEPTO LAS INDICADAS.
- 5.- LAS VARILLAS DEL #8 (1") SE UNIRAN POR SOLDADURA Y TENDRAN UNA LONGITUD DE ANCLAJE DE 52cm.

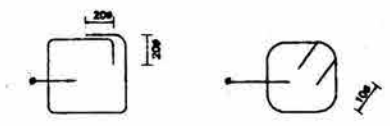
TABLA DE VARILLAS

| CALIBRE | DIAMETRO | LONGITUD DE ANCLAJE | l_a | l_a |
|---------|----------|---------------------|-------|-------|
| 2.5 | 5/16" | 36 | 20 | |
| 3 | 3/8" | 40 | 30 | |
| 4 | 1/2" | 50 | 30 | |
| 5 | 5/8" | 50 | 30 | |
| 6 | 3/4" | 70 | 30 | |

l_a = LONGITUD DE TRASLAP
 l_a = ANCLAJE EN ESCUADRA



7.- EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA COSA TODOS LOS DOBLES SE HACERON DE LA SIGUIENTE FORMA:

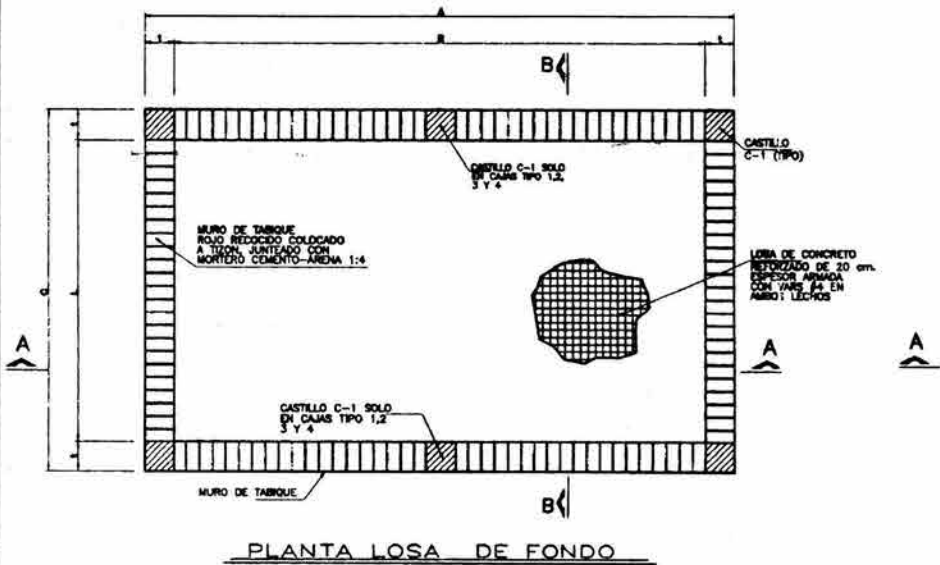


8.- LAS SEPARACIONES VERTICALES DE LOS ESTRIBOS SE EMPEZARON A CONTAR A PARTIR DEL PLANO DE APOYO, COLOCANDOSE EL PRIMERO A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA.

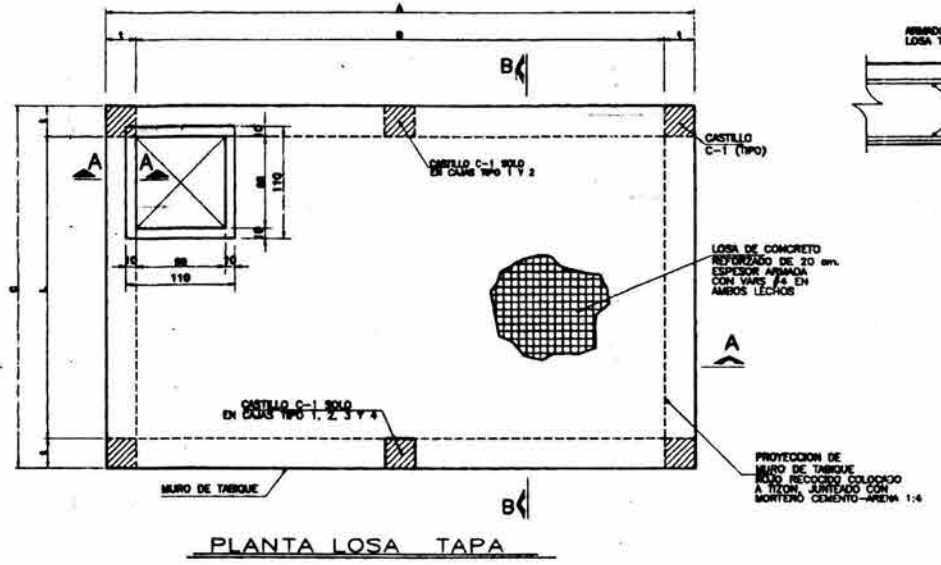
9.- EL RECUBRIMIENTO LIBRE MINIMO ES:

LOSA 5 cm.

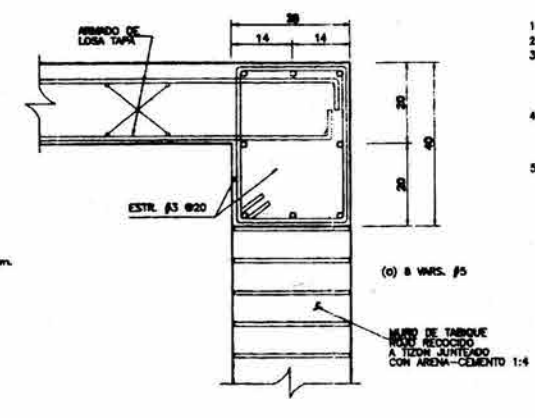
- 10.- LA PLANTILLA SERA DE CONCRETO SIMPLE DE 5 cm. DE ESPESOR Y $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
- 11.- NO SE PERMITE TRASLAPAR MAS DEL 30% DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SOLA SECCION
- 12.- EL DESPLANTE DE LA LOSA DE CIMENTACION SE HARA SOBRE UNA PLANTILLA DE CONCRETO SIMPLE DE $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
- 13.- LA CAMERA SE HUMEDECE PARA ENTAR QUE ABSORBA EL AGUA DEL CONCRETO.
- 14.- CAPACIDAD MINIMA DEL TERRENO 3 ton/m²
- 15.- LA PRESENTE ESTRUCTURA DEBERA CONSTRUISE EN SUELOS LIMOSOS O QUE LA PROFUNDIDAD DE LA CAJA NO ALCANCE EL NIVEL DE AGUAS FREATICAS, EN CASO DE PRESENCIA DE LA NECESSIDAD DE CONSTRUIRLA EN TERRENO ARCILLOSO Y QUE GUARDE DENTRO DEL NIVEL DE AGUA FREATICA, SE DEBERA REVISAR POR FLUJACION Y DEBE DAR EL VISTO BUENO EL AREA TECNICA.



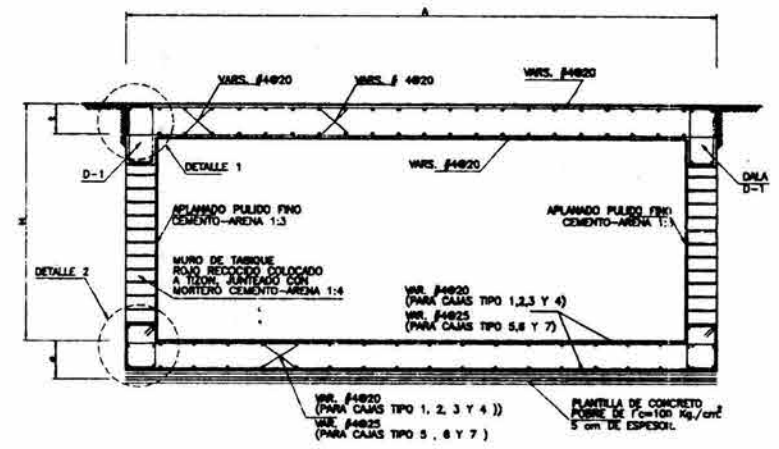
PLANTA LOSA DE FONDO



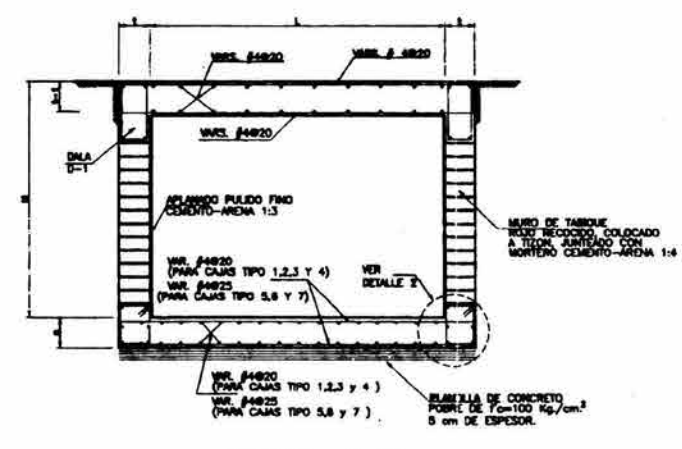
PLANTA LOSA TAPA



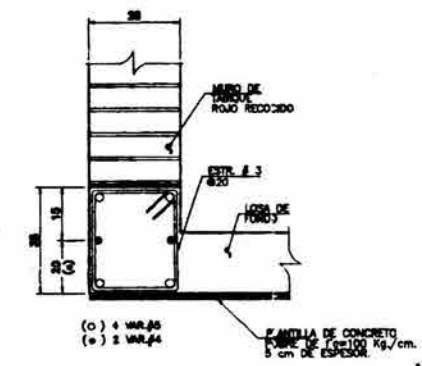
DETALLE 1 (ARMADO DE LOSA) ESC. 7:5



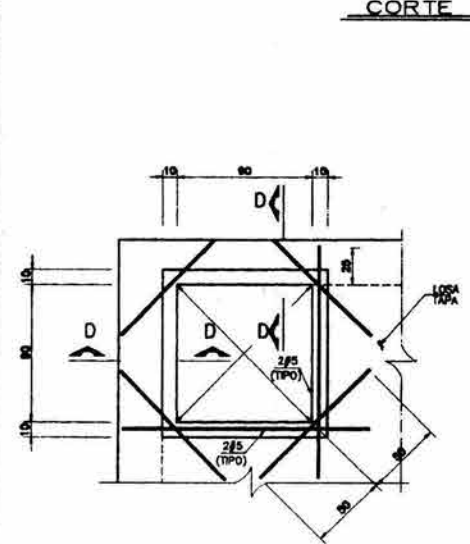
CORTE A-A



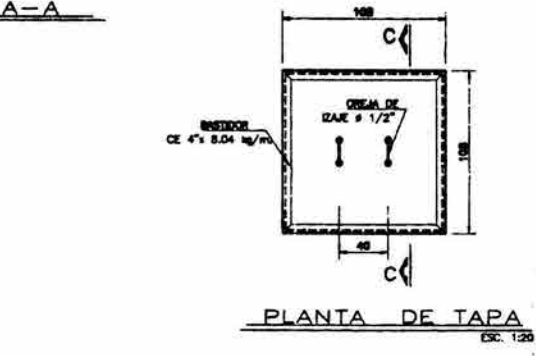
CORTE B-B



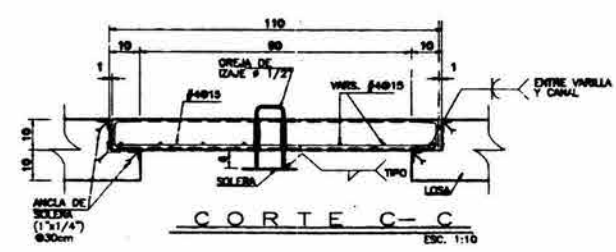
DETALLE 2 ESC. 1:10



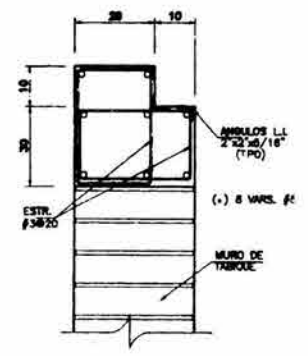
REFUERZO ADICIONAL EN HUECO DE ACCESO ESC. 5/8



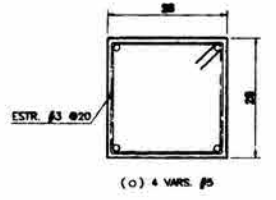
PLANTA DE TAPA ESC. 1:20



CORTE C-C ESC. 1:10



CORTE D-D ESC. 7:5



CASTILLO C-1 ESC. 7:5

TABLA DE MATERIALES

| CONCEPTO | CAJA TIPO | | | | | | | UNIDAD |
|---|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|----------------|
| | TIPO 1 | TIPO 2 | TIPO 3 | TIPO 4 | TIPO 5 | TIPO 6 | TIPO 7 | |
| CONCRETO $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ | 6.80 | 8.00 | 7.50 | 7.80 | 6.80 | 5.03 | 4.30 | m ³ |
| CONCRETO $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ DE 5 cm DE ESPESOR | 12.00 | 15.00 | 13.50 | 11.50 | 10.45 | 7.80 | 6.50 | m ² |
| ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ | 0.53 | 0.83 | 0.58 | 1.00 | 0.80 | 0.80 | 0.58 | Ton. |
| CAMERA | 25.50 | 32.00 | 30.00 | 15.50 | 14.00 | 11.00 | 9.50 | m ² |
| TRAZO Y IMELACION | 12.00 | 15.00 | 13.50 | 13.54 | 10.45 | 7.80 | 6.50 | m ² |
| EXCARCACION | 44.00 | 51.00 | 47.00 | 45.00 | 36.00 | 30.80 | 25.70 | m ³ |
| APLAMADO FINO CEMENTO-ARENA 1:3 | 21.50 | 23.00 | 21.50 | 21.80 | 20.70 | 17.00 | 15.00 | m ² |
| TABIQUE ROJO RECOCCIDO | 16.50 | 22.00 | 18.50 | 17.00 | 13.20 | 11.40 | 9.00 | m ² |
| ACERO ESTRUCTURAL A-36 | 105.00 | 105.00 | 105.00 | 105.00 | 105.00 | 105.00 | 105.00 | Kg |

NO INCLUYE GANCHOS, TRASLAPES, NI DESPERDICIOS

TABLA DE DIMENSIONES DE CAJAS

| CAJA TIPO | A (m) | B (m) | C (m) | H (m) | L (m) | l (m) | t-t (m) | s (m) | F (m) |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|-------|-------|
| 1 | 3.08 | 4.50 | 2.38 | 1.90 | 1.80 | 0.28 | 0.20 | 0.20 | 0.003 |
| 2 | 4.81 | 4.25 | 3.08 | 1.90 | 2.50 | 0.28 | 0.20 | 0.20 | 0.003 |
| 3 | 4.38 | 3.80 | 3.08 | 1.90 | 2.50 | 0.28 | 0.20 | 0.20 | 0.003 |
| 4 | 4.18 | 3.80 | 2.88 | 1.90 | 2.10 | 0.28 | 0.20 | 0.20 | 0.003 |
| 5 | 4.08 | 3.50 | 2.51 | 1.90 | 1.95 | 0.28 | 0.20 | 0.20 | 0.003 |
| 6 | 3.08 | 2.50 | 2.51 | 1.90 | 1.95 | 0.28 | 0.20 | 0.20 | 0.003 |
| 7 | 2.51 | 1.95 | 2.51 | 1.90 | 1.95 | 0.28 | 0.20 | 0.20 | 0.003 |

PROYECTO: _____ REVISO: _____

SEAL: _____ JEFE DE LA UNIDAD DEPARTAMENTAL PROYECTOR DE AGUA POTABLE

Juan Ramos Martinez Ing. Fernando Hernandez Garcia.

TITULO: _____ PLANOS COMPLEMENTARIOS

FECHA: 2 FEB/2001 REVISOR GENERAL: _____ MODIFICACIONES: _____ MODIFICADO: _____ REVISO: _____ APROBO: _____

Gobierno del Distrito Federal
 Secretaría de Obras y Servicios
 Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica

DIRECCION TECNICA: _____ SUBDIRECCION DE INGENIERIA HIDRAULICA

CAJA TIPO PARA VALVULAS REDUCTORAS DE PRESION CON LOSA TAPA MACISA DE 4", 6", 8", 12", Y 20" DE DIAMETRO (ESTRUCTURAL)

PLANO: _____ INDICADA: _____

NO. DE ARCHIVO: _____

FECHA: _____

ING. OCTAVIO LOPEZ MORA

P.18

6.2 Construcción de cajas e instalación de válvulas de seccionamiento

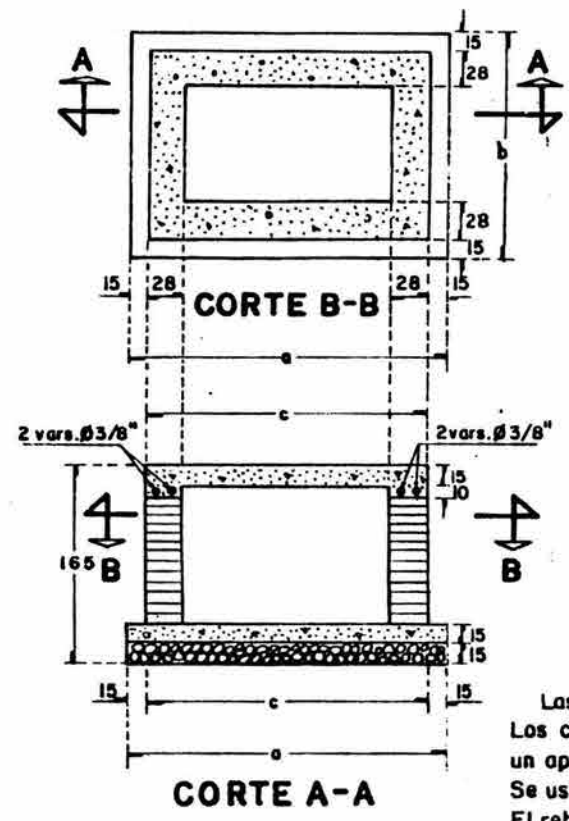
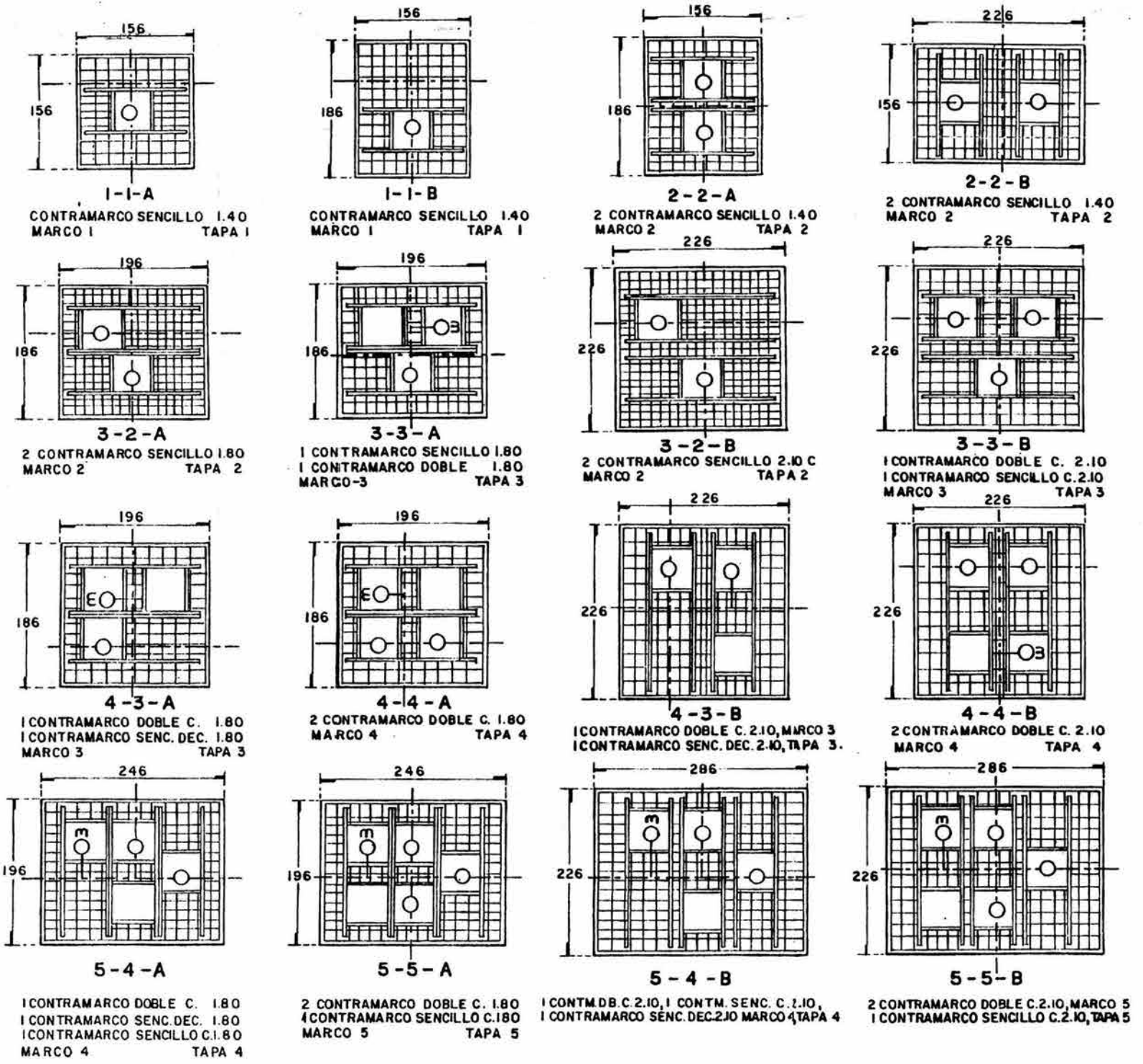
Al igual que para las VRP's las válvulas de seccionamiento requieren de una caja para su alojamiento, de menores dimensiones por supuesto, ya que su operación es más simple y no requiere calibración.

Los cruceros tipo de las válvulas de seccionamiento propuestas se encuentran en el anexo correspondiente a cada sector, si fueron necesarias.



Como se puede observar el tamaño de la tapa de la caja es mucho menor que la de las cajas para VRP's.

Las cajas tipo para éstas válvulas se muestran en el plano que se anexa a continuación.



| CLASIF | DESCRIPCION | | |
|--------|-------------|-----|-----|
| TIPO | a | b | c |
| 1-1-A | 186 | 186 | 156 |
| 1-1-B | 186 | 216 | 156 |
| 2-2-A | 186 | 216 | 156 |
| 2-2-B | 256 | 186 | 226 |
| 3-2-A | 226 | 216 | 196 |
| 3-3-A | 226 | 216 | 196 |
| 3-2-B | 256 | 256 | 226 |
| 3-3-B | 256 | 256 | 226 |
| 4-3-A | 226 | 216 | 196 |
| 4-4-A | 226 | 216 | 196 |
| 4-3-B | 256 | 256 | 226 |
| 4-4-B | 256 | 256 | 226 |
| 5-4-A | 276 | 226 | 246 |
| 5-5-A | 276 | 226 | 246 |
| 5-4-B | 316 | 256 | 286 |
| 5-5-B | 316 | 256 | 286 |

-NOTA-

Las medidas estandar para todos los tipos de cajas son:
 Los contramarcos serán de canal 8" de perfil y tendrán un apoyo de 20 cm. sobre los muros.
 Se usará varilla de # 3/8" en todos los casos.
 El reborde exterior será de 15 cm.
 El espesor de los muros será de 28 cm.
 La corona de concreto tendrá 10 cm. de espesor con 2 vars. # 3/8"
 Las losas superior e inferior, tendrán 15 cm. de espesor cada una.
 La plantilla se hará con pedacera de tabique con 15 cm. de espesor.
 Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.
 En los muros de las cajas, para el cruce de Extremidades cortas (40 cms. de longitud), se hará una reducción del espesor a 14 cms. en un cuadrado de 60 cms. de lado, con objeto de permitir libertad en las maniobras de instalación de las juntas Gibault y bridas.

- CONCRETOS -

Proporcionamientos:
 Losa superior $F_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 Losa inferior $F_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 Revenimientos de 2.5 cm. a 5 cm.

P.18

PT-AP-COH-12

| | |
|--|---|
| DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL | |
| SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS | |
| DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA | |
| SUB-DIRECCION DE CONSTRUCCION | |
| OFICINA DE PROYECTOS | SECCION DE AGUA POTABLE |
| PROYECTO TIPO DE CAJAS PARA VALVULAS | |
| JEFE DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL PROF. CARLOS HANK GONZALEZ | |
| SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS LIC. GUATEMOCA SANTA ANA S. | DIRECCION GENERAL ING. GUILLERMO GUERRERO V. |
| SUB-DIRECTOR DE CONSTRUCCION | JEFE OFICINA DE PROYECTOS ING. VICTOR M. PANTOJA |

| | |
|------------------------------|-------------------|
| Proyectó: | Calculó: |
| Ing. | Ing. |
| Revisó: | Calcó: |
| Ing. | Ventura Vargas R. |
| JEFE SECCION | AGUA POTABLE |
| Ing. Leopoldo Bautista Yóñez | |

6.3 Construcción de cajas para medición (temporales)

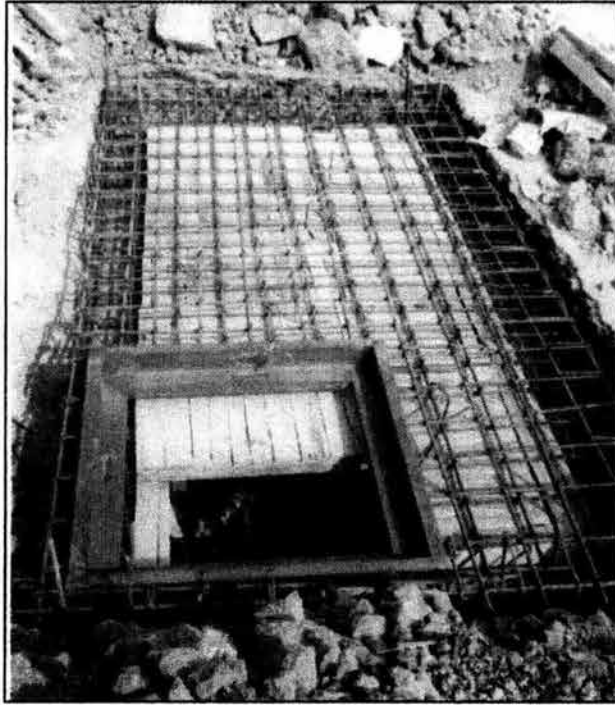
Estas cajas se construyeron de manera temporal para poder medir los gastos en los sectores, ya que esta etapa es preliminar y el organismo operador no cuenta con la infraestructura de seguridad necesaria para poder dejar éstas permanentemente. A continuación se muestra el procedimiento de construcción para la caja de medición del sector Tacubaya 3.



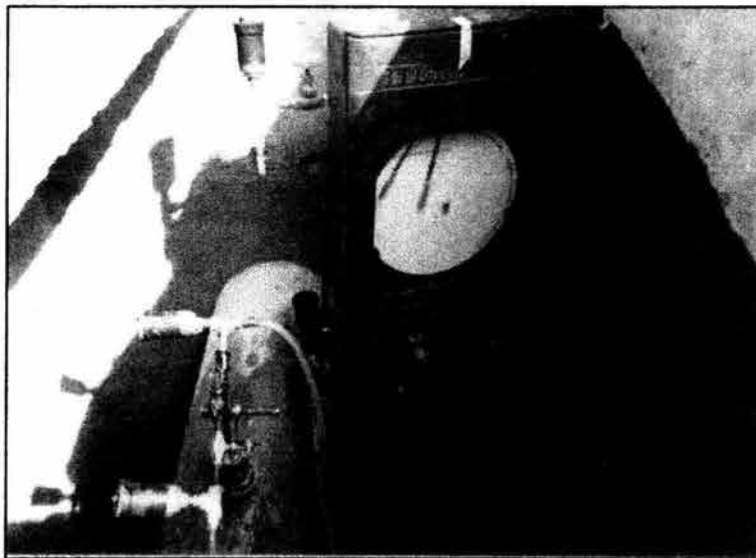
Lo primero es localizar el tubo y determinar si es posible la construcción de la caja para realizar las mediciones de gasto, después se realiza una limpieza del área donde se va a localizar la caja. En la imagen siguiente se observa la construcción de los muros que alojaran el equipo de medición.



A continuación se observa el armado de la losa de la caja.



Por último, se muestra un medidor de flujo tipo Pitot simplex, los cuales se utilizaron para realizar las mediciones en los sectores estudiados en este trabajo.



Las cajas tipo se muestran en el anexo correspondiente a cada sector.

A continuación se muestra el costo total de cada sector.

SANTA LUCÍA 1

| Concepto | Cantidad | Unidad | Precio Unitario | Costo |
|------------------------------------|----------|--------|-----------------|---------------|
| Válvula Reductora de Presión de 2" | 3 | Pieza | \$ 53 475.00 | \$ 160 425.00 |
| Válvula Reductora de Presión de 3" | 4 | Pieza | \$ 59 845.00 | \$ 239 380.00 |
| Válvula Reductora de Presión de 6" | 2 | Pieza | \$ 71 265.00 | \$ 142 530.00 |
| Válvula Reductora de Presión de 8" | 1 | Pieza | \$ 79 265.00 | \$ 79 265.00 |
| Válvula de Seccionamiento de 12" | 1 | Pieza | \$ 10 500.00 | \$ 10 500.00 |
| Caja para Medición | 1 | Pieza | \$ 7 900.00 | \$ 7 900.00 |

TOTAL \$ 640 000.00

SANTA LUCÍA 2

| Concepto | Cantidad | Unidad | Precio Unitario | Costo |
|-------------------------------------|----------|--------|-----------------|---------------|
| Válvula Reductora de Presión de 2" | 1 | Pieza | \$ 53 475.00 | \$ 53 475.00 |
| Válvula Reductora de Presión de 2½" | 2 | Pieza | \$ 57 985.00 | \$ 115 970.00 |
| Válvula Reductora de Presión de 3" | 3 | Pieza | \$ 59 845.00 | \$ 179 526.00 |
| Válvula Reductora de Presión de 4" | 1 | Pieza | \$ 63 029.00 | \$ 63 029.00 |
| Válvula de Seccionamiento de 4 " | 1 | Pieza | \$ 6 600.00 | \$ 6 600.00 |
| Válvula de seccionamiento de 6" | 1 | Pieza | \$ 7 100.00 | \$ 7 100.00 |
| Válvula de Seccionamiento de 12" | 1 | Pieza | \$ 10 500.00 | \$ 10 500.00 |
| Caja para Medición | 2 | Pieza | \$ 7 900.00 | \$ 15 800.00 |

TOTAL \$ 452 000.00

TACUBAYA 3

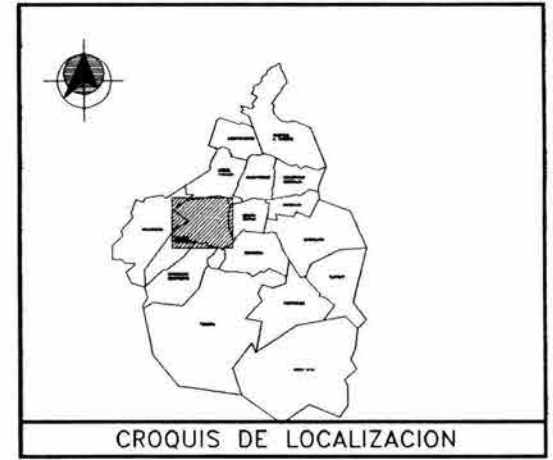
| Concepto | Cantidad | Unidad | Precio Unitario | Costo |
|-------------------------------------|----------|--------|-----------------|--------------|
| Válvula Reductora de Presión de 2½" | 1 | Pieza | \$ 57 985.00 | \$ 57 985.00 |
| Caja para Medición | 1 | Pieza | \$ 7 900.00 | \$ 7 900.00 |

TOTAL \$ 65 885.00

Los conceptos descritos toman en cuenta la obra civil y la fontanería necesaria en cada caso.

Tomando como parámetro los costos anteriores se puede hacer una estimación de lo que costaría sectorizar la red secundaria de abastecimiento de agua potable del Distrito Federal, si consideramos que esta dividida en 380 sectores, el costo aproximado en números gruesos es de \$ 140 000 000.00.

ANEXO
SECTOR
SANTA
LUCÍA 1



SIMBOLOGIA

| | |
|---|----------------------|
| PLANIMETRIA | |
| PARTICULAS | |
| LINEAS SECUNDARIAS | |
| TANQUES | |
| CAPACIDAD | 1,700 m ³ |
| VÁLVULA REGULADORA DE PRESIÓN PROPUESTA | |
| VÁLVULA REDUCTORA DE PRESIÓN EXISTENTE | |
| VÁLVULA DE SECCIONAMIENTO PROPUESTA | |
| VÁLVULA DE SECCIONAMIENTO EXISTENTE | |
| TUBERIA DE PROYECTO | |
| PRESIÓN MEDIDA (KG/CM ²) | |
| TUBERIA FALTANTE | |
| TUBERIA NO EXISTENTE | |
| CAMBIO DE DIÁMETRO | |
| CORRECCIÓN DE DIÁMETRO CON VISTA DE CAMPO | |
| AREA DE INFLUENCIA DE LA VÁLVULA | |

- NOTAS**
- La planimetría fue proporcionada por la D.G.C.D.H.
 - Para determinar el diámetro de las válvulas reguladoras de presión se utilizaron los gráficos de las válvulas WATTS.
 - La red de agua potable se tomó del levantamiento realizado por la Comisión de Agua del Distrito Federal.
 - La infraestructura hidráulica fue actualizada con información de campo.

| Válvula # | Gasto (lps) máx mín | Presión (m) máx mín | Presión de Control m | Δh máx m | Δh mín m | Ø Tubería cm | Ø Válvula pulg | Crucero Tipo |
|-----------|---------------------|---------------------|----------------------|----------|----------|--------------|----------------|--------------|
| 1 | 108.87 56.02 | 34.97 34.87 | 10.00 | 24.97 | 24.87 | 30 | 8" | H5 |
| 2 | 11.89 6.52 | 23.27 21.27 | 10.00 | 13.27 | 11.27 | 30 | 3" | E5 |
| 3 | 3.76 1.79 | 33.00 33.00 | 10.00 | 23.00 | 23.00 | 30 | 2" | C5 |
| 4 | 3.35 1.75 | 21.88 18.80 | 10.00 | 11.88 | 8.80 | 10 | 2" | C1 |
| 5 | 76.04 39.19 | 22.58 21.97 | 10.00 | 12.58 | 11.97 | 30 | 6" | G5 |
| 6 | 2.91 1.58 | 30.63 29.64 | 10.00 | 20.63 | 19.64 | 10 | 2" | C1 |
| 7 | 60.56 31.18 | 22.58 21.43 | 10.00 | 12.58 | 11.43 | 30 | 6" | G5 |
| 8 | 13.56 7.68 | 67.67 59.51 | 18.00 | 49.67 | 41.51 | 10 | 3" | E1 |
| 9 | 12.92 11.45 | 22.25 14.45 | 10.00 | 12.28 | 4.45 | 10 | 3" | E1 |
| 10 | 13.16 1.72 | 38.20 34.43 | 15.00 | 23.20 | 19.43 | 10 | 2" | C1 |
| 11 | 17.69 9.02 | 28.12 24.39 | 10.00 | 18.13 | 14.39 | 10 | 3" | E1 |

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL
 Secretaría de Obras y Servicios
 Dirección General de Construcción y operación Hidráulica

DIRECCIÓN TÉCNICA **SUBDIRECCIÓN DE PROGRAMACIÓN**

ESTUDIO DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE LA ZONA PONIENTE DEL DISTRITO FEDERAL, PARA LA ADECUACIÓN DE PRESIONES EN LA RED

Sector Santa Lucía 1 Zona 3

JEFE DEL GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL

Lic. Rosarín Robles Berlanga

SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS DIRECTOR GENERAL

Ing. César Buenavista Hernández Ing. Antonio Davall Ramos

DIRECTOR TÉCNICO SUBDIRECTOR DE PROGRAMACIÓN

Ing. Juan Carlos Gusch y Saunders

INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M. **EFE ASESORES S.A. DE C.V.** **DGCOH**

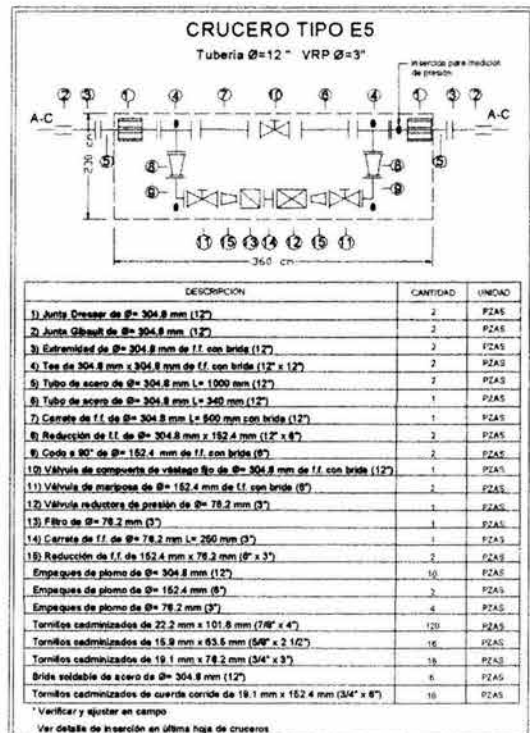
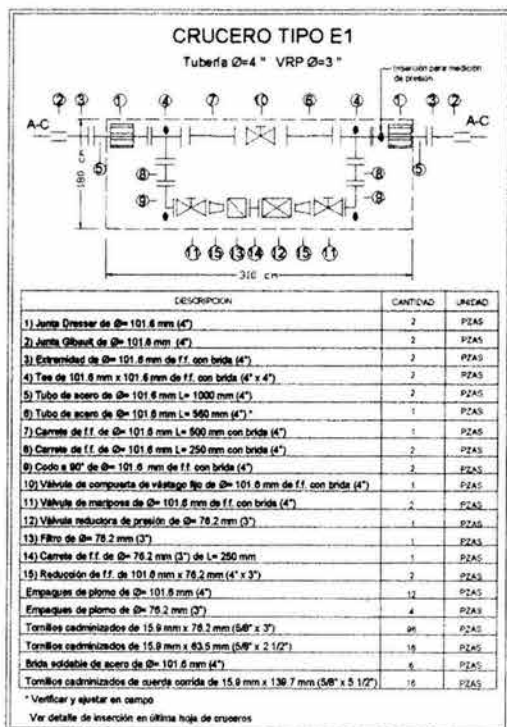
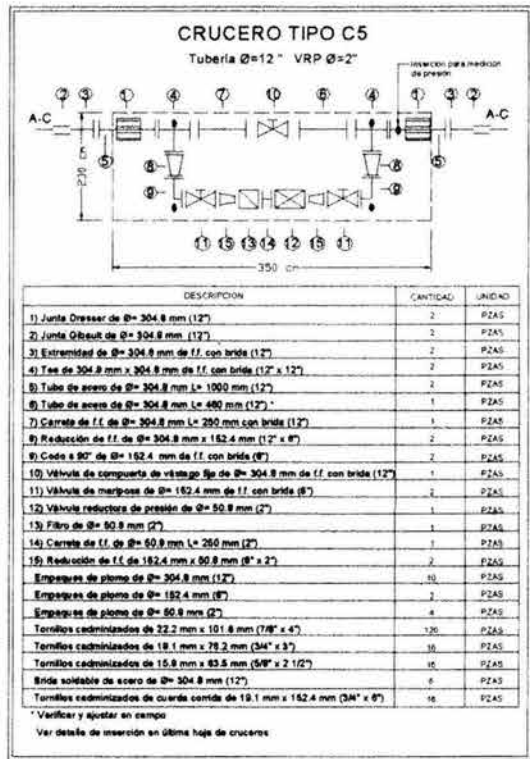
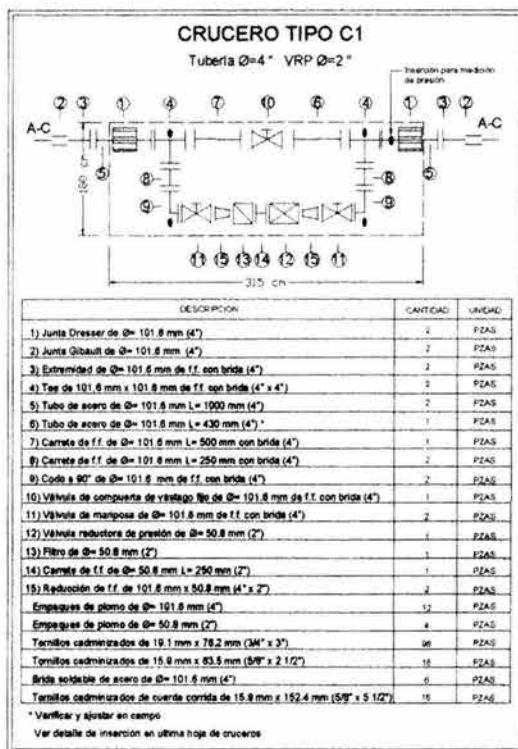
REVISÓ: PROYECTO: REVISÓ: REVISÓ:

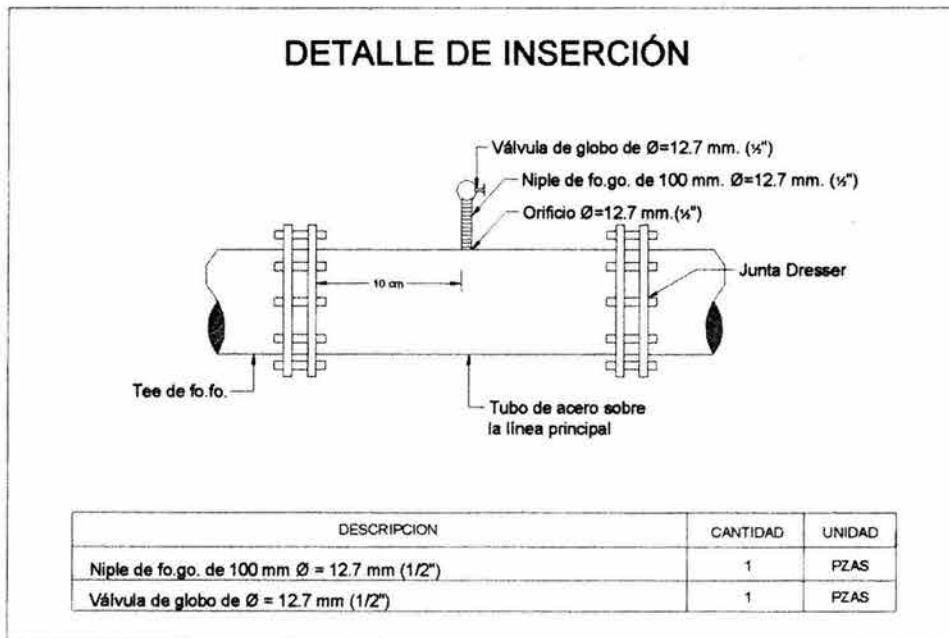
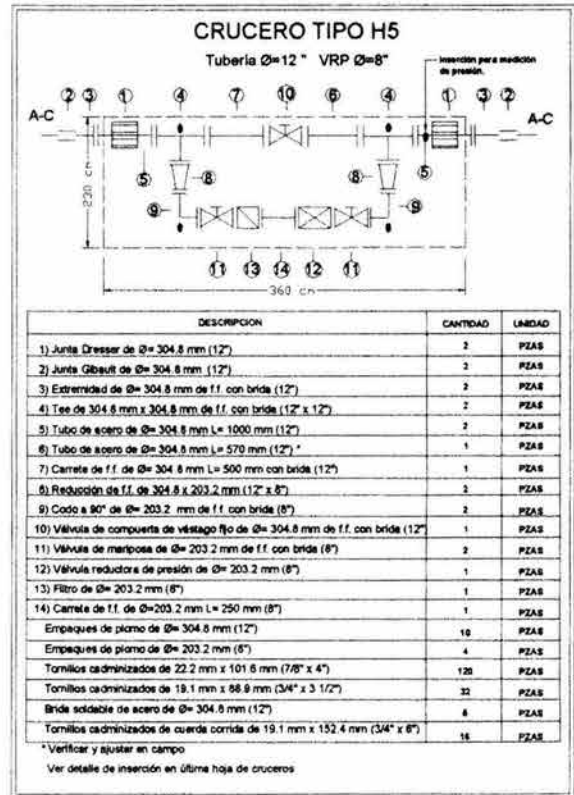
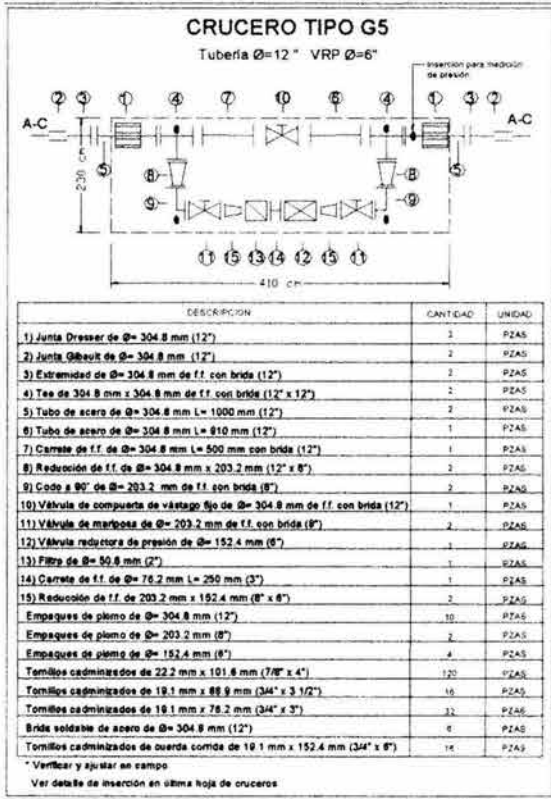
Ing. Víctor Franco Ing. Jesús Granados Olivestre M en I Carlos Franco Domínguez Ing. Teresa González V.

APROBÓ: DIBUJÓ: APROBÓ: APROBÓ:

Dr. Oscar Fuentes Martínez Ricardo Rodríguez Cruz M en I Francisco Echevarría A. Ing. Miguel A. Cortés Pérez

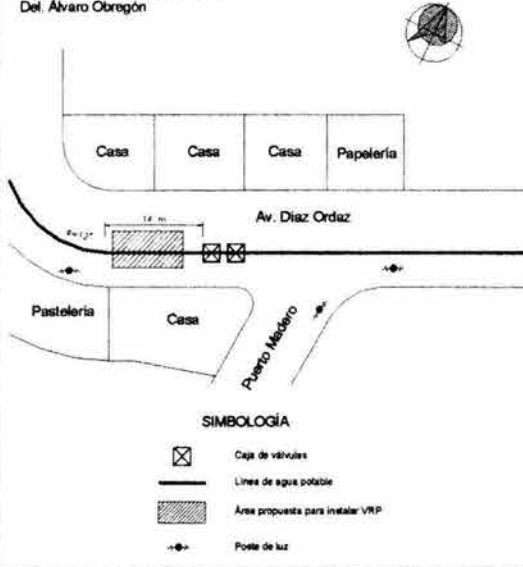
| | | | | | | | |
|------------------------|--------|------|-------|----------------|------------|--------|--------|
| No. DE ARCHIVO | TITULO | REV. | FECHA | MODIFICACIONES | MODIFICADO | REVISO | APROBO |
| PLANOS COMPLEMENTARIOS | | | | | | | |





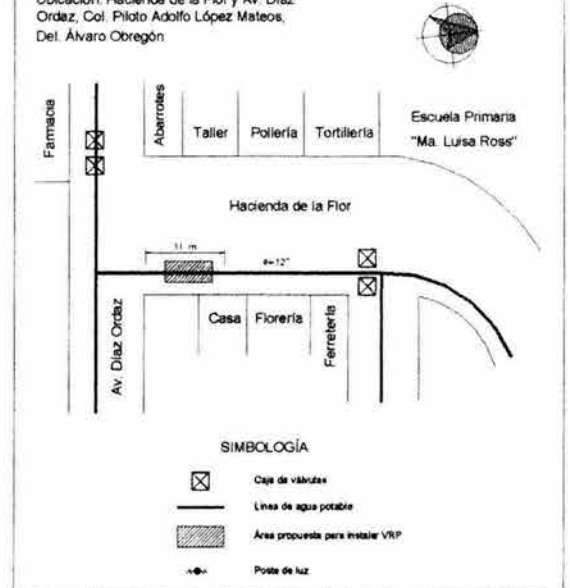
**CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL SITIO
PARA LA INSTALACIÓN DE LAS VRP**

VRP No. 1
Diámetro de VRP: 8"
Tipo de Cruce: H5
Zona: III
Sector: Santa Lucía 1
Ubicación: Av. Díaz Ordaz y Puerto Madero,
Col. Piloto Adolfo López Mateos,
Del. Álvaro Obregón



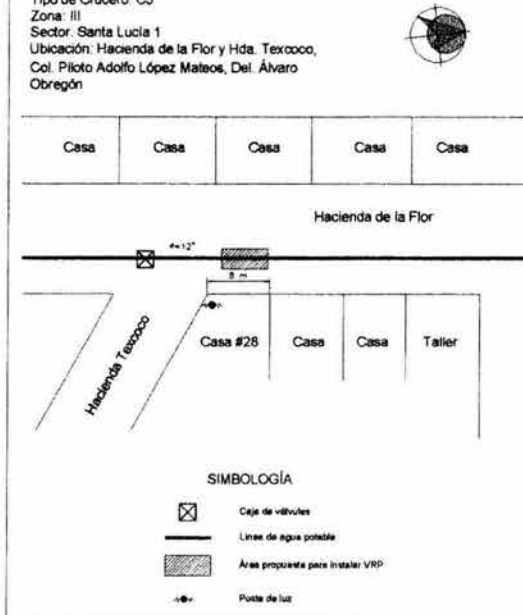
**CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL SITIO
PARA LA INSTALACIÓN DE LAS VRP**

VRP No. 2
Diámetro de VRP: 3"
Tipo de Cruce: E5
Zona: III
Sector: Santa Lucía 1
Ubicación: Hacienda de la Flor y Av. Díaz
Ordaz, Col. Piloto Adolfo López Mateos,
Del. Álvaro Obregón



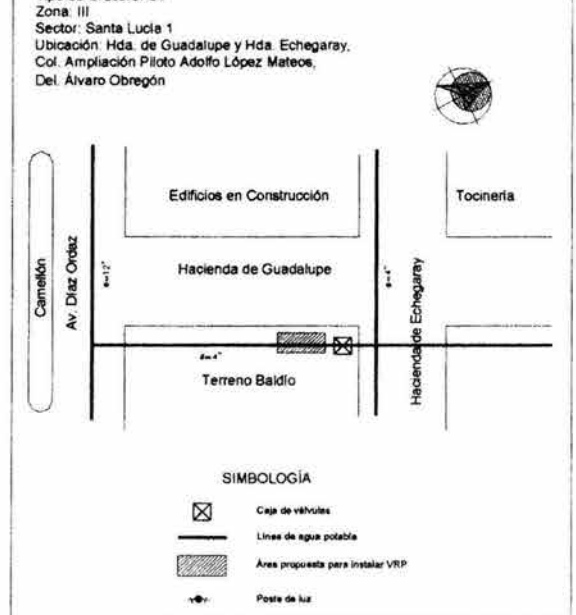
**CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL SITIO
PARA LA INSTALACIÓN DE LAS VRP**

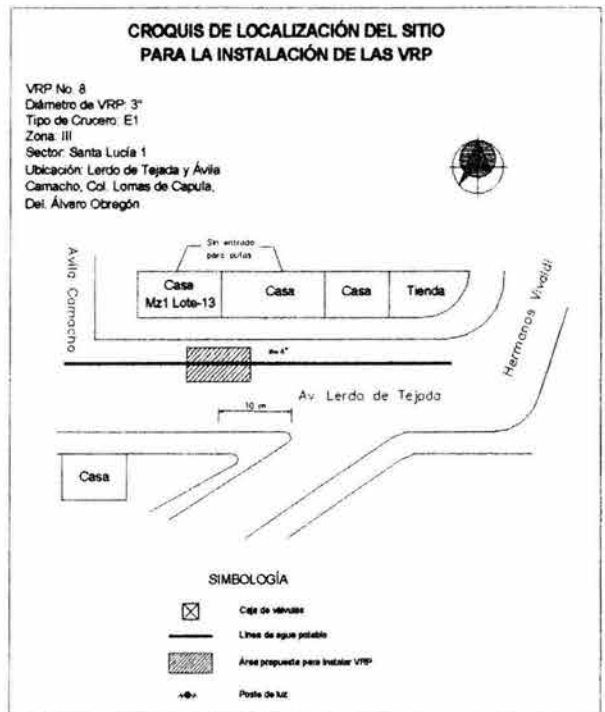
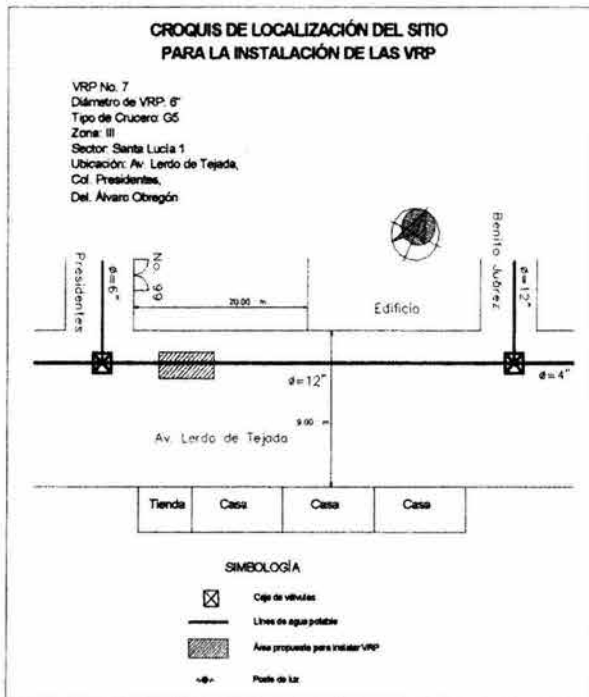
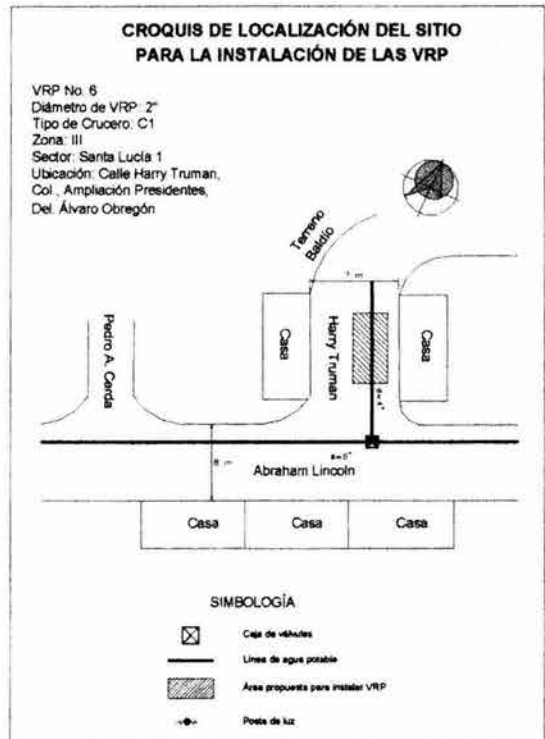
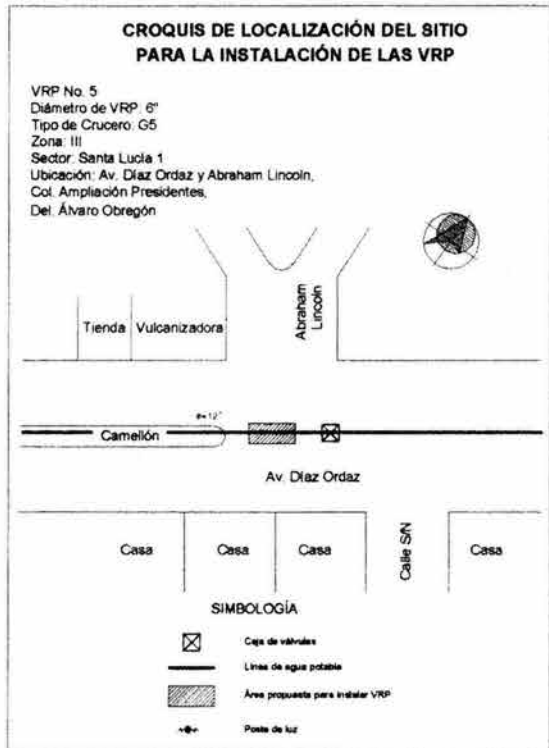
VRP No. 3
Diámetro de VRP: 2"
Tipo de Cruce: C5
Zona: III
Sector: Santa Lucía 1
Ubicación: Hacienda de la Flor y Hda. Texcoco,
Col. Piloto Adolfo López Mateos, Del. Álvaro
Obregón

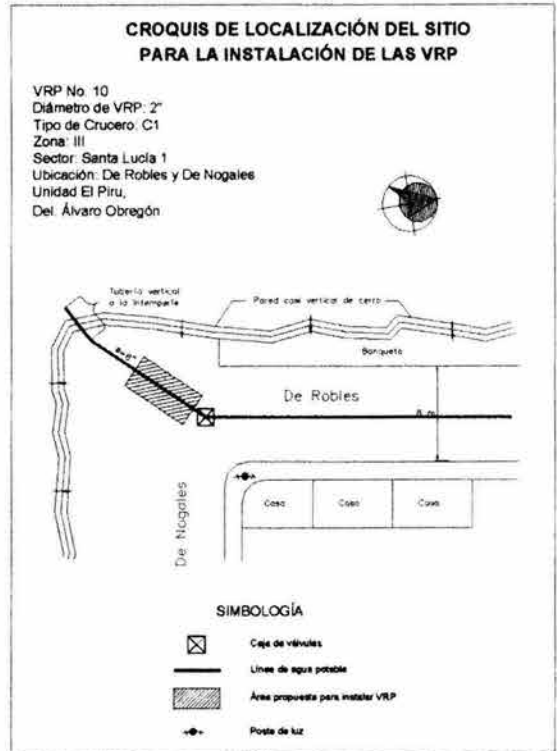


**CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL SITIO
PARA LA INSTALACIÓN DE LAS VRP**

VRP No. 4
Diámetro de VRP: 2"
Tipo de Cruce: C1
Zona: III
Sector: Santa Lucía 1
Ubicación: Hda. de Guadalupe y Hda. Echegaray,
Col. Ampliación Piloto Adolfo López Mateos,
Del. Álvaro Obregón

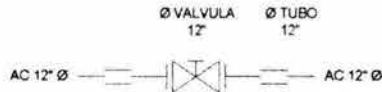






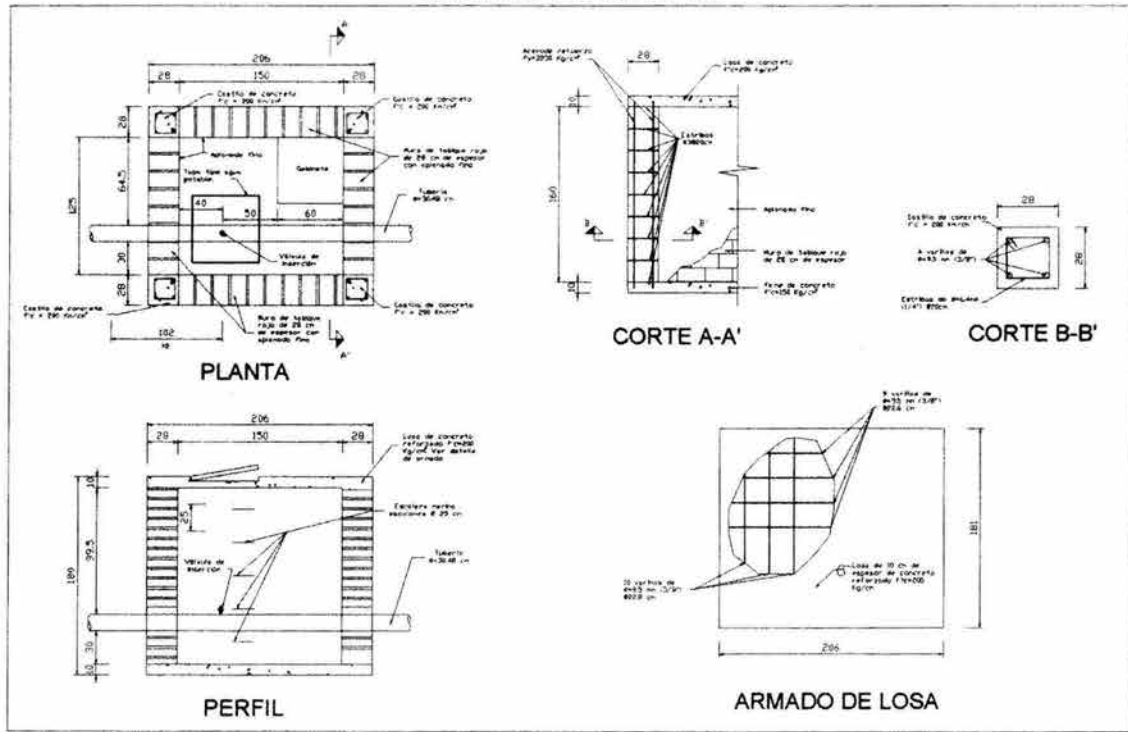
CRUCERO Y LISTA DE PIEZAS ESPECIALES PARA LA INSTALACION DE VALVULAS DE SECCIONAMIENTO

Tubería y válvula $\varnothing=12''$



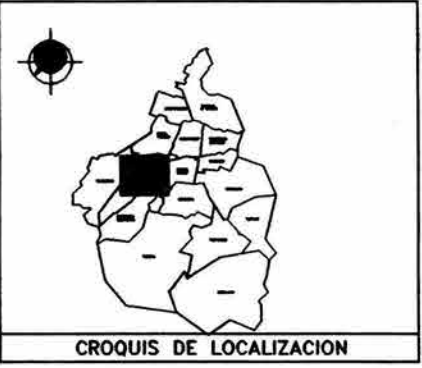
| DESCRIPCION | CANTIDAD | UNIDAD |
|--|----------|--------|
| Extremidad bridada de fo.fo. de 304.8 mm (12") de \varnothing | 2 | PZAS |
| Junta Gibault de fo.fo. de 304.8 mm (12") de \varnothing | 2 | PZAS |
| Válvula de seccionamiento de fo.fo. de 304.8 mm (12") de \varnothing | 1 | PZAS |
| Empaques de plomo de 304.8 mm (12") de \varnothing | 2 | PZAS |
| Tomillos cadmizados de 22.2 x 101.6 mm ($\frac{7}{8}'' \times 4''$) | 12 | PZAS |

CAJA TIPO TUBERÍA $\varnothing=12''$



ANEXO
SECTOR
SANTA
LUCÍA 2

| Válvula # | Gasto (lps) | | Presión (m) | | Presión de Control m | Δh máx m | Δh mín m | # Tubería cm | # Válvula pulg | Cruce Tipo |
|-----------|-------------|-------|-------------|-------|----------------------|------------------|------------------|--------------|----------------|------------|
| | máx | mín | máx | mín | | | | | | |
| 1 | 9.02 | 4.35 | 26.52 | 22.62 | 10.00 | 16.52 | 12.62 | 15 | 2.5" | D2 |
| 2 | 16.89 | 8.73 | 33.15 | 25.93 | 10.00 | 23.15 | 15.93 | 15 | 3" | E2 |
| 3 | 37.14 | 19.81 | 31.65 | 28.38 | 10.00 | 21.65 | 18.38 | 15 | 4" | F2 |
| 4 | 28.98 | 14.61 | 68.66 | 67.68 | 24.00 | 44.66 | 43.68 | 30 | 3" | E5 |
| 5 | 8.92 | 5.12 | 34.10 | 31.86 | 10.00 | 24.10 | 21.86 | 15 | 2" | C2 |
| 6 | 24.74 | 12.34 | 18.94 | 18.75 | 10.00 | 8.94 | 8.75 | 30 | 3" | E5 |
| 7 | 13.53 | 6.64 | 31.96 | 31.84 | 10.00 | 21.96 | 21.84 | 30 | 2.5" | D5 |



SIMBOLOGIA

| | |
|--|--|
| PLANTERÍA | |
| PARQUEOS | |
| LINDA TERRESTRE | |
| TUBERÍAS | |
| OPCIONES | |
| VÁLVULA REGULADORA DE PRESIÓN PROPUESTA | |
| VÁLVULA REGULADORA DE PRESIÓN EXISTENTE | |
| VÁLVULA DE SECCIONAMIENTO PROPUESTA | |
| VÁLVULA DE SECCIONAMIENTO EXISTENTE | |
| TUBERÍA DE PROYECTO | |
| PRESIÓN (EN PSI) | |
| TUBERÍA EXISTENTE | |
| TUBERÍA EN EMPLEO | |
| CANAL DE DIFUSIÓN | |
| CONEXIÓN DE BRINCHOS CON VÁLVULA DE CIERRE | |

- NOTAS**
- La planimetría fue proporcionada por la D.G.C.O.H.
 - Para determinar el diámetro de las válvulas reguladoras de presión se utilizaron los gráficos de los volúmenes 10073.
 - La red de agua potable es la del levantamiento realizado por la Comisión de Agua del Distrito Federal.
 - La Infraestructura Hidráulica fue actualizada con información de campo.

| | | |
|--|--|--|
| INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M. REVISÓ: Ing. Víctor Flores APROBO: Dr. Oscar Escobar Muñoz | EFE ASESORES S.A. DE C.V. PROYECTÓ: Ing. Jesús González Soto DISEÑÓ: Ricardo Rodríguez Cruz | D.G.C.O.H. REVISÓ: Ing. Teresa González Y. APROBO: Ing. Miguel A. Ortiz Pérez |
|--|--|--|

| No. DE ARCHIVO | TITULO |
|----------------|------------------------|
| | PLANOS COMPLEMENTARIOS |

| REV. | FECHA | MODIFICACIONES | MODIFICÓ | REVISÓ | APROBO |
|------|-------|----------------|----------|--------|--------|
| | | | | | |

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL
 CIUDAD DE MÉXICO
 Secretaría de Obras y Servicios
 Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica

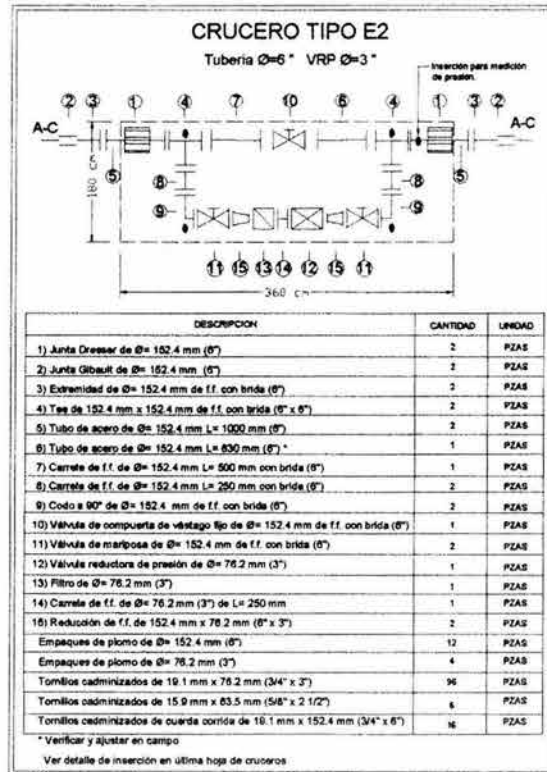
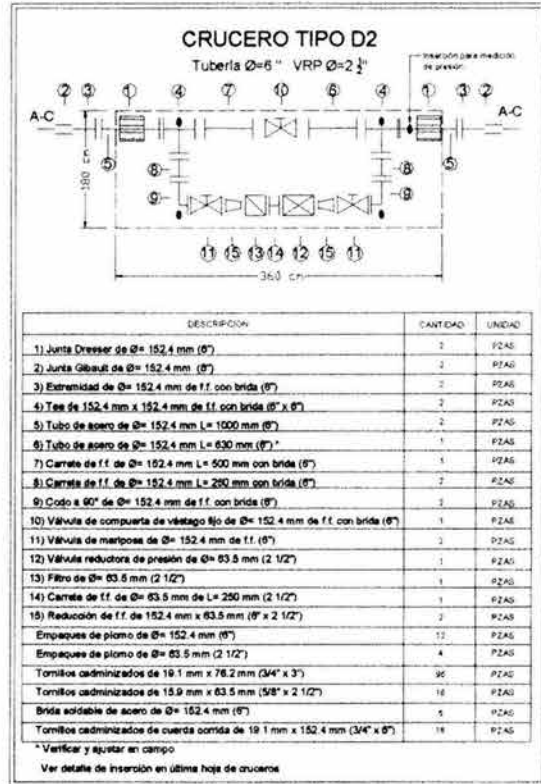
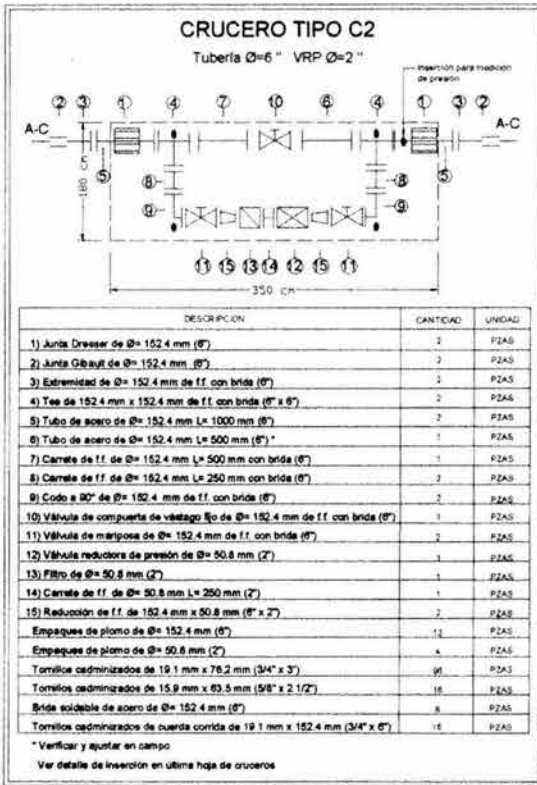
ESTUDIO DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE LA ZONA PONIENTE DEL DISTRITO FEDERAL, PARA LA ASIGNACIÓN DE PRESIONES EN LA RED

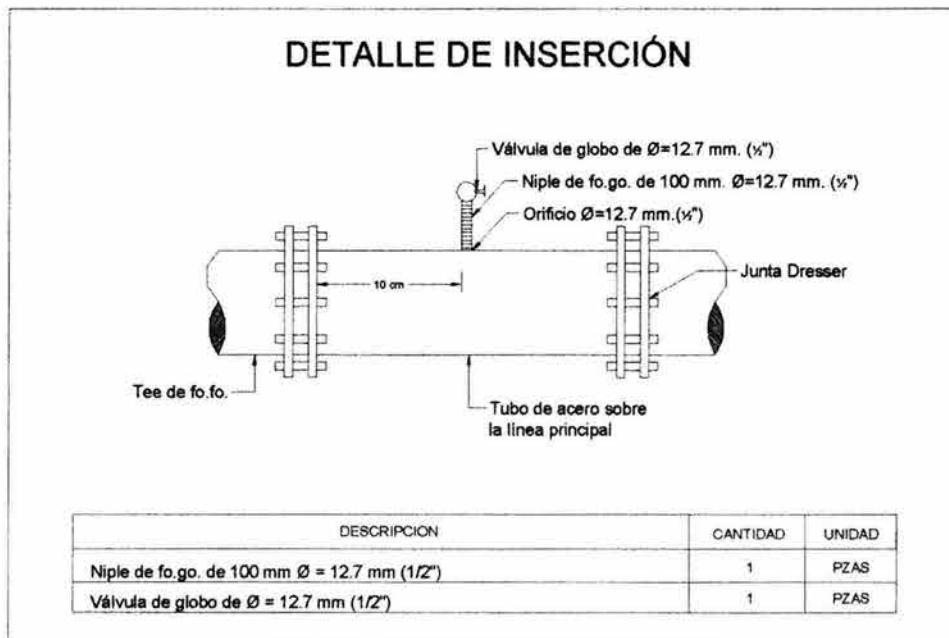
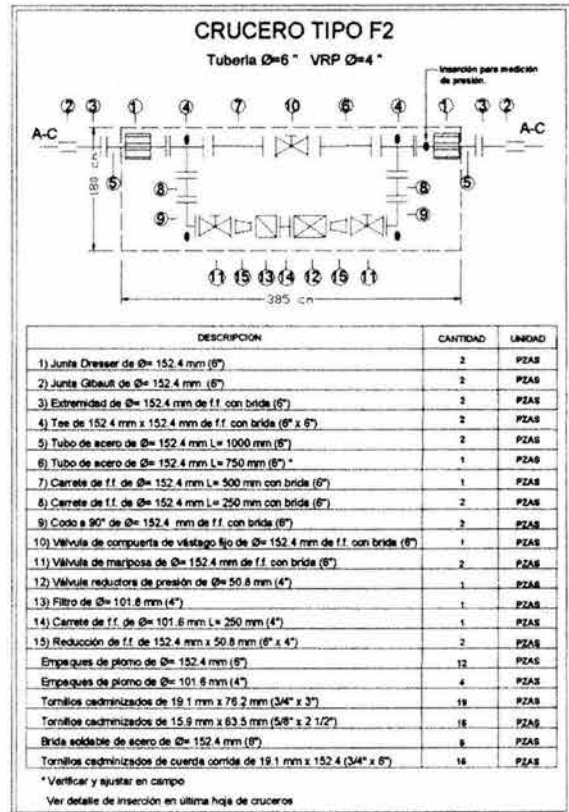
Sector Santa Lucía 2 Zona 3

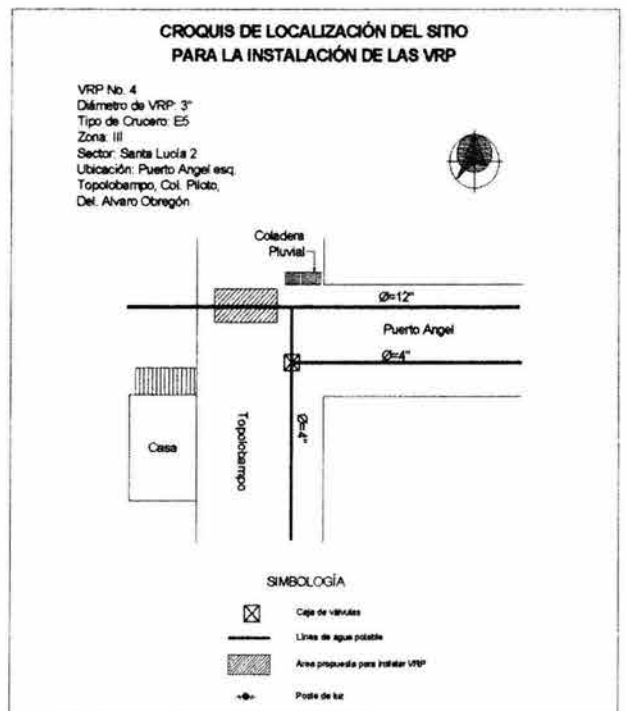
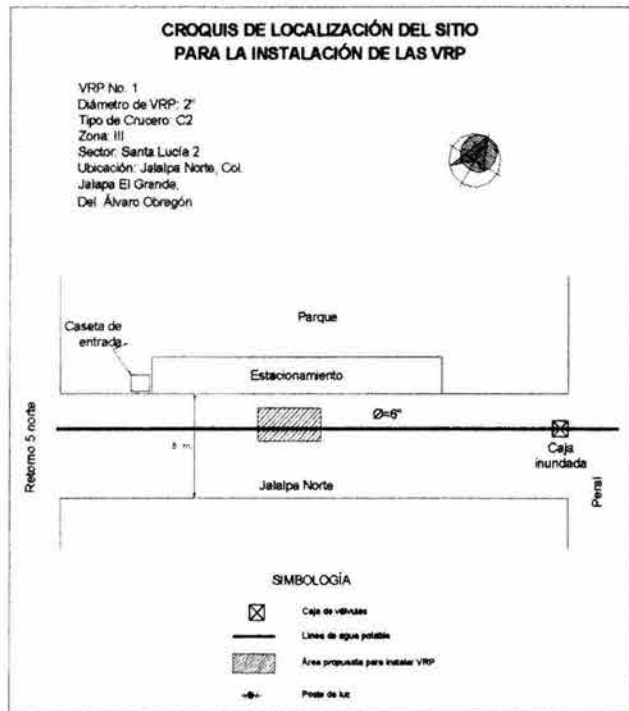
JEFE DEL GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL
 Lic. Benito Juárez Batanga

SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS
 Ing. César Hernández Hernández

DIRECCIÓN GENERAL
 Ing. Adrián José Nieto
 SUBDIRECCIÓN DE PROGRAMACIÓN
 Ing. Juan Carlos González y Sotelo

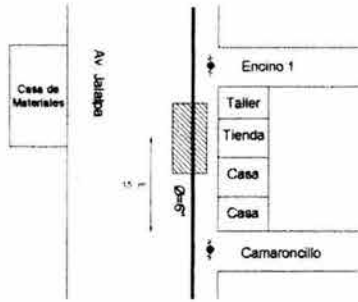






**CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL SITIO
PARA LA INSTALACIÓN DE LAS VRP**

VRP No. 5
 Diámetro de VRP: 2"
 Tipo de Cruce: C2
 Zona: III
 Sector: Santa Lucía 2
 Ubicación: Av. Jalalpa, Col. Jalalpa Tepito,
 Del. Álvaro Obregón

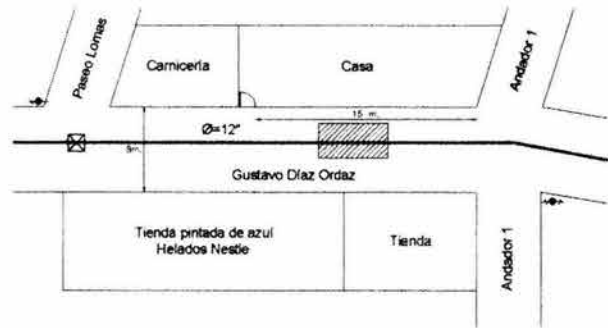


SIMBOLOGÍA

- Caja de vehículos
- Línea de agua potable
- Área propuesta para instalar VRP
- Poste de luz

**CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL SITIO
PARA LA INSTALACIÓN DE LAS VRP**

VRP No. 6
 Diámetro de VRP: 3"
 Tipo de Cruce: E5
 Zona: III
 Sector: Santa Lucía 2
 Ubicación: Gustavo Díaz Ordaz,
 Col. Ampliación Jalalpa,
 Del. Álvaro Obregón

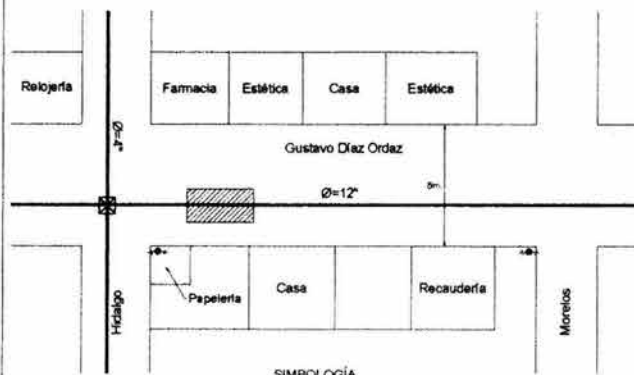


SIMBOLOGÍA

- Caja de vehículos
- Línea de agua potable
- Área propuesta para instalar VRP
- Poste de luz

**CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL SITIO
PARA LA INSTALACIÓN DE LAS VRP**

VRP No. 7
 Diámetro de VRP: 2"
 Tipo de Cruce: C5
 Zona: III
 Sector: Santa Lucía 2
 Ubicación: Gustavo Díaz Ordaz,
 Col. Jalalpa,
 Del. Álvaro Obregón

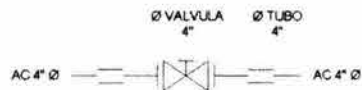


SIMBOLOGÍA

- Caja de vehículos
- Línea de agua potable
- Área propuesta para instalar VRP
- Poste de luz

**CRUCERO Y LISTA DE PIEZAS ESPECIALES PARA
LA INSTALACION DE VALVULAS DE
SECCIONAMIENTO**

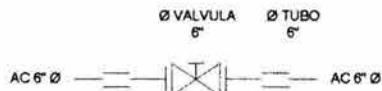
Tubería y válvula Ø=4"



| DESCRIPCION | CANTIDAD | UNIDAD |
|---|----------|--------|
| Extremidad bridada de fo.fo. de 101 mm (4") de Ø | 2 | PZAS |
| Junta Gibault de fo.fo. de 101 mm (4") de Ø | 2 | PZAS |
| Válvula de seccionamiento de fo.fo. de 101 mm (4") de Ø | 1 | PZAS |
| Empaques de plomo de 101 mm (4") de Ø | 2 | PZAS |
| Tornillos cadminizados de 15.9 x 76.2 mm (5/8" x 3") | 8 | PZAS |

**CRUCERO Y LISTA DE PIEZAS ESPECIALES PARA
LA INSTALACION DE VALVULAS DE
SECCIONAMIENTO**

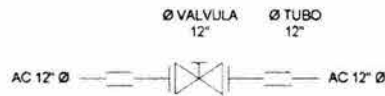
Tubería y válvula Ø=6"



| DESCRIPCION | CANTIDAD | UNIDAD |
|---|----------|--------|
| Extremidad bridada de fo.fo. de 152.4 mm (6") de Ø | 2 | PZAS |
| Junta Gibault de fo.fo. de 152.4 mm (6") de Ø | 2 | PZAS |
| Válvula de seccionamiento de fo.fo. de 152.4 mm (6") de Ø | 1 | PZAS |
| Empaques de plomo de 152.4 mm (6") de Ø | 2 | PZAS |
| Tomillos cadminizados de 19.1 x 76.2 mm (3/4" x 3") | 8 | PZAS |

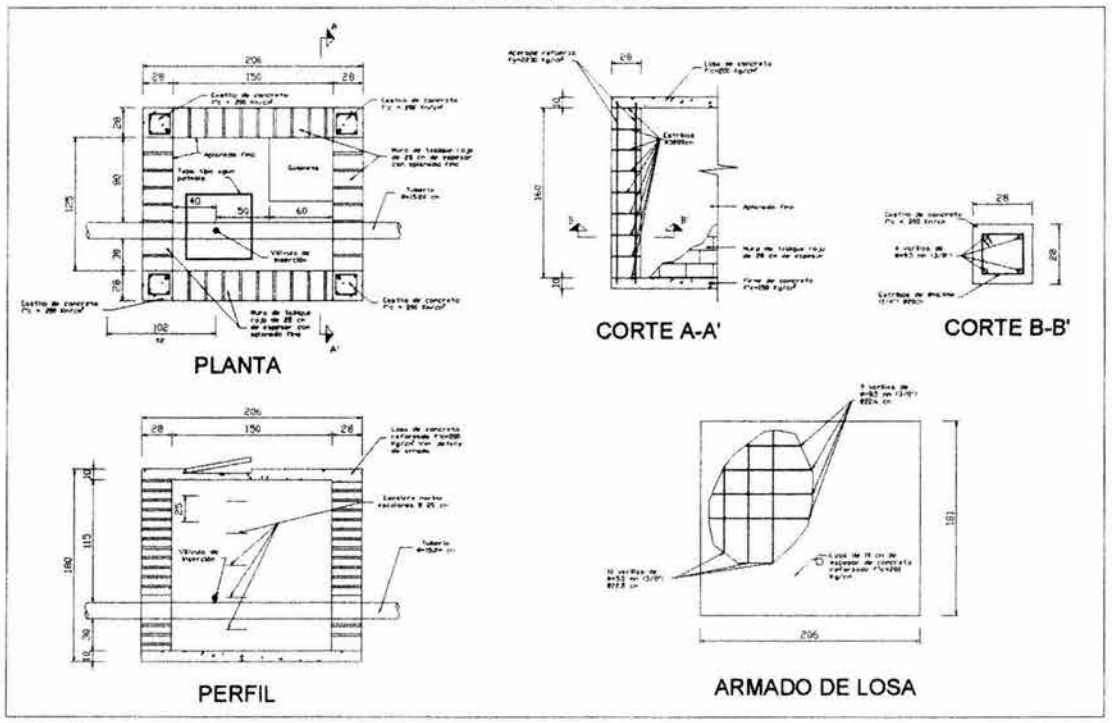
CRUCERO Y LISTA DE PIEZAS ESPECIALES PARA LA INSTALACION DE VALVULAS DE SECCIONAMIENTO

Tubería y válvula $\varnothing=12''$

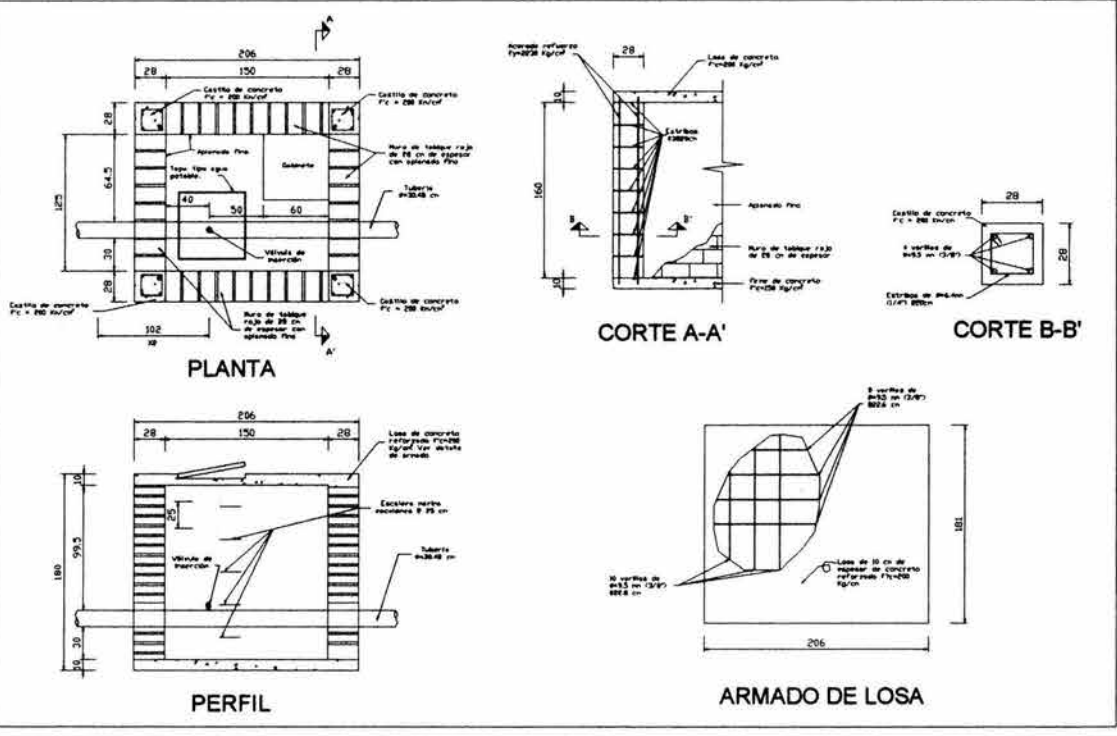


| DESCRIPCION | CANTIDAD | UNIDAD |
|---|----------|--------|
| Extremidad brida de fo. fo. de 304.8 mm (12") de \varnothing | 2 | PZAS |
| Junta Gibault de fo. fo. de 304.8 mm (12") de \varnothing | 2 | PZAS |
| Válvula de seccionamiento de fo. fo. de 304.8 mm (12") de \varnothing | 1 | PZAS |
| Empaques de plomo de 304.8 mm (12") de \varnothing | 2 | PZAS |
| Tomillos cadmizados de 22.2 x 101.6 mm ($\frac{7}{8}'' \times 4''$) | 12 | PZAS |

CAJA TIPO TUBERÍA $\varnothing=6''$

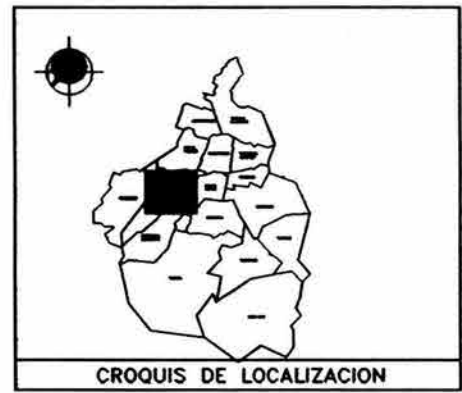
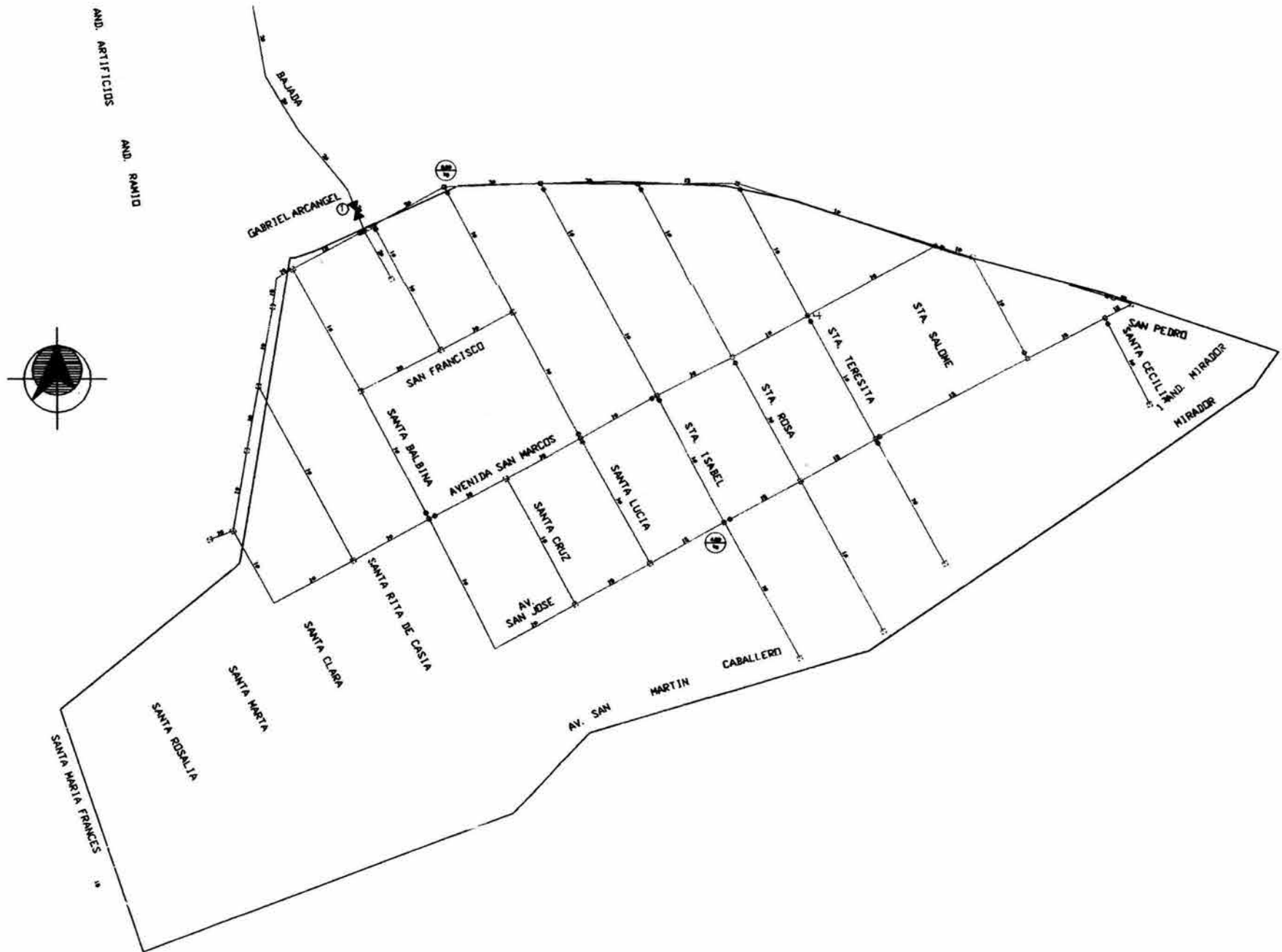


CAJA TIPO TUBERÍA Ø=12"



**ANEXO
SECTOR
TACUBAYA 3**

| Válvula # | Gasto (lps) máx | Gasto (lps) mín | Presión (m) máx | Presión (m) mín | Presión de Control m | Δh máx m | Δh mín m | # Tubería cm | # Válvula pulg | Crucero Tipo |
|-----------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------------|------------------|------------------|--------------|----------------|--------------|
| 1 | 14.39 | 4.07 | 55.69 | 55.69 | 30 | 25.69 | 25.69 | 30 | 2.5" | D5 |



SIMBOLOGIA

| | |
|--|--|
| PLANTERA | |
| INYECCION | |
| LICEROS | |
| VANOS | |
| CHUBASCOS | |
| VÁLVULA REGULADORA DE PRESIÓN PROPICION | |
| VÁLVULA REGULADORA DE PRESIÓN EMERGENCIA | |
| VÁLVULA DE SECCIONAMIENTO PROPICION | |
| VÁLVULA DE SECCIONAMIENTO EMERGENCIA | |
| TUBERIA DE FRENTO | |
| PRESION MEDIDA (PUL/COP) | |
| TUBERIA FALTA | |
| TUBERIA NO EXISTENTE | |
| CAMPO DE BOMBEO | |
| CORRECCION DE DISEÑO CON VISO DE CAMPO | |
| AREA DE INFLUENCIA DE LA VÁLVULA | |

- NOTAS**
- La planimetría fue proporcionada por la D.G.C.O.M.
 - Para determinar el diámetro de los valvuleros regulatorios de presión se utilizaron los gráficos de los volúmenes SNTS.
 - La red de agua potable se tomó del levantamiento realizado por la Comisión de Agua del Distrito Federal.
 - La infraestructura hidráulica fue actualizada con información de campo.

| | | | | | |
|---|--|---|------------|-------|--------|
| INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M. | EFE ASESORES S.A. DE C.V. | D.G.C.O.M. | | | |
| REVISOR: Ing. Víctor Flores APROBADO: Dr. Oscar Fuentes Martínez | PROTECCIÓN: Ing. Jesús González Sánchez DISEÑO: Ricardo Rodríguez Ortiz | REVISOR: Sr. Carlos Pérez Rodríguez APROBADO: Sr. Francisco Sánchez A. Ing. Miguel A. Gómez Pérez | | | |
| No. DE CONTRATO: _____ No. DE ARCHIVO: _____ TITULO: _____ PLANOS COMPLEMENTARIOS | | | | | |
| REV. | FECHA | MODIFICACIONES | MODIFICADO | REWSO | APROBO |

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL
 Secretaría de Obras y Servicios
 Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica

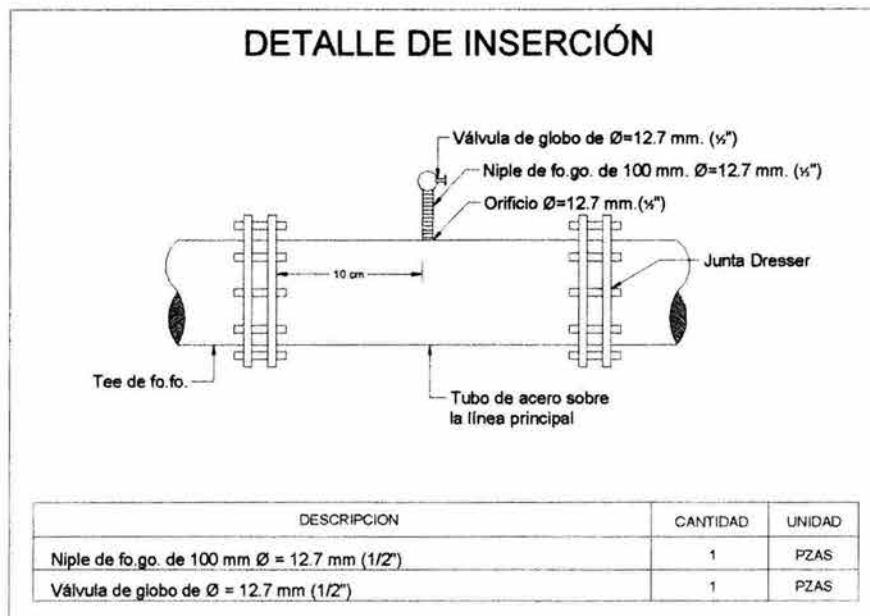
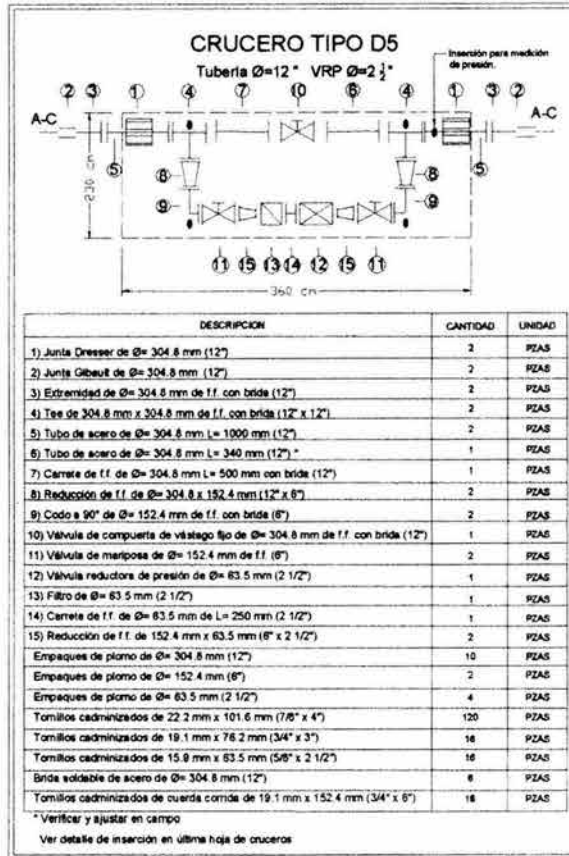
DIRECCION TECNICA: _____ SUBDIRECCION DE PROGRAMACION: _____

ESTUDIO DE LAS REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE DE LA ZONA NOROCCIDENTAL DEL DISTRITO FEDERAL, PARA LA ADECUACION DE PRESIONES EN LA RED

Sector Tacubaya 3 Zona 3

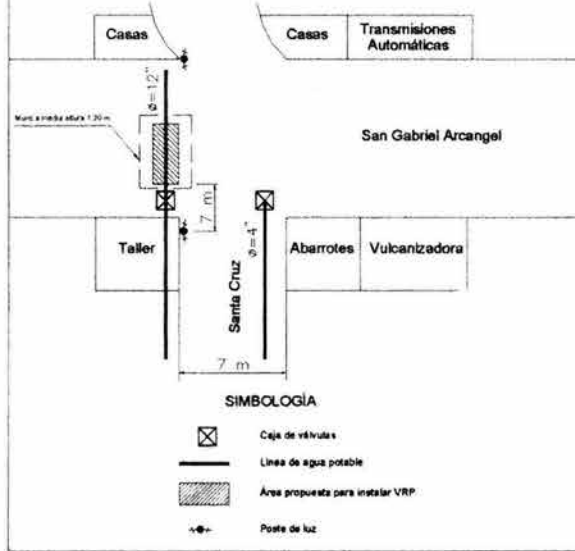
JEFE DEL GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL: _____
 Lic. Rosendo Ramos Barahona

SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS: _____ DIRECTOR GENERAL: _____
 Ing. César Manzanillo Hernández SUBDIRECTOR TECNICO: _____
 Ing. Antonio Escalante Ramos SUBDIRECTOR DE PROGRAMACION: _____
 Ing. Juan Carlos Guzmán y Sandoval

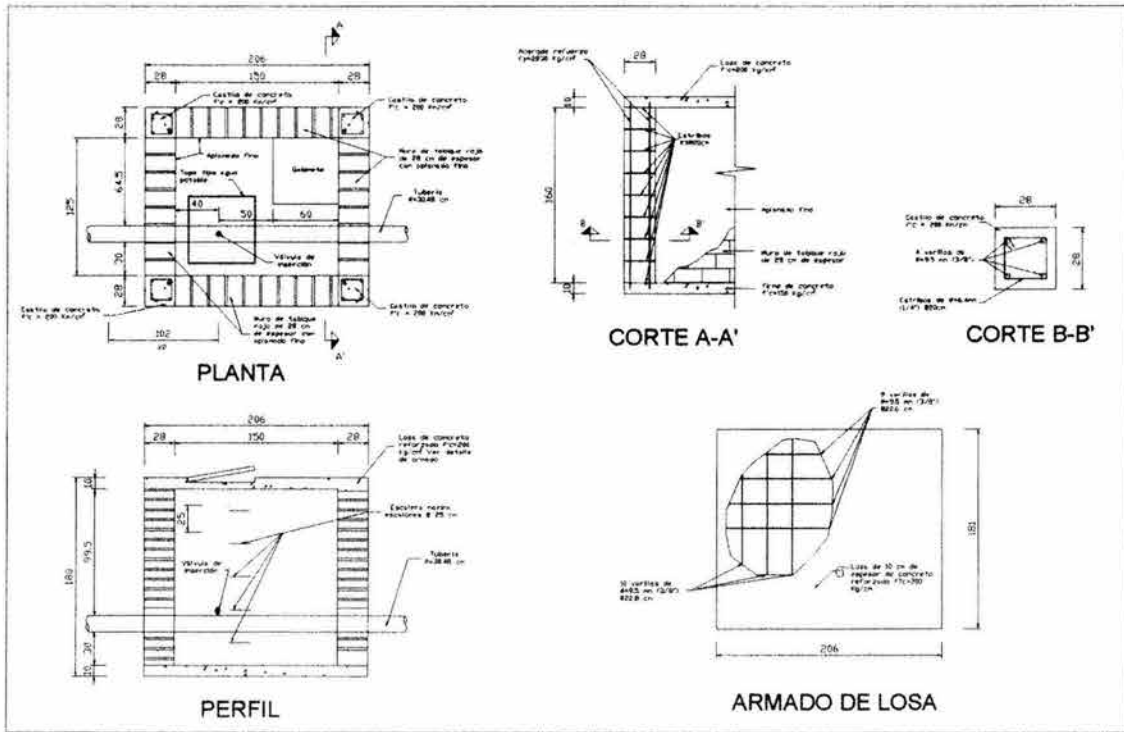


**CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL SITIO
PARA LA INSTALACIÓN DE LAS VRP**

VRP No. 1
 Diámetro de VRP: 2.5"
 Tipo de Crucero: D5
 Zona: III
 Sector: Tacubaya 3
 Ubicación: San Gabriel Arcangel,
 Col. El Capulin,
 Del. Álvaro Obregón



CAJA TIPO TUBERÍA Ø=12"



CAPÍTULO 7.- CONCLUSIONES

En este trabajo se presentó la problemática de la red de distribución de agua potable del Distrito Federal, y se enfocó en la zona poniente, por ser la que tiene los mayores porcentajes de fugas debido a las grandes presiones que presenta. Se logró modelar esta problemática, con la ayuda del modelo matemático (EPANET), así se puede observar que debido a los grandes desniveles se presentan presiones por encima de la norma que ocasionan que las fugas en la red de distribución sean muy elevadas, como lo podemos constatar en el análisis de cada sector.

Al implementar la sectorización se logra también un mejor control del gasto que llega a la red y su manera de distribución. Así, con la ayuda del programa EPANET se logró una adecuada simulación del comportamiento de la demanda en los tres sectores estudiados.

El objetivo principal de controlar las presiones en la red secundaria es lograr un ahorro en el caudal suministrado a la red en agua en bloque por el poniente para poder elevar la presión en la red primaria y que el gasto ahorrado en fugas sirva para lograr abastecer de agua potable a las zonas del oriente que sufren de escasez del vital líquido. Esto sin mencionar el beneficio económico que representa el poder abastecer a toda la red de distribución sin tener que aumentar los volúmenes de agua que se tienen que traer de fuentes externas, ya que la sobreexplotación del acuífero del D.F. nos ha llevado a tener serios problemas de hundimientos en una gran parte del territorio del Valle de México.

Hay que mencionar que como todo trabajo, cuenta con imprevistos que se tienen que solucionar, como en el caso del sector Santa Lucía 1, que al tener todo proyectado y estudiado para tener 11 VRP's para su control, resultó inexistente la tubería de la VRP no. 3, razón por la cual se tuvo que modificar el modelo para 10 VRP's con las consecuencias en los atrasos en los trabajos de construcción y los efectos en el presupuesto, sin embargo el resultado fue satisfactorio y se logró implementar la sectorización y como se observa en el análisis se logró el objetivo principal de reducción de presión y obtener un ahorro en la demanda, lo que trae como consecuencia una vida útil más larga de la tubería, etc.

En el caso del sector Santa Lucía 2 el ahorro no fue tan grande como en los otros sectores, por lo que se recomienda que se evalúen las posibles zonas que requieren una atención inmediata para reducir en la medida de lo posible el porcentaje de fugas, ya que la presión está bien controlada, de acuerdo a la

simulación, es probable que no todos los equipos estén funcionando adecuadamente, por lo que es necesario una campaña de mantenimiento más a detalle en los equipos de este sector a fin de determinar las causas que motivan esos porcentajes tan altos de fugas que se tienen.

Otro de los problemas que se presentaron, fue la veracidad en los datos que se tenían para realizar el estudio, ya que como vimos en el análisis del sector Tacubaya 3, los consumos reportados por el SACM resultaron mayores, motivo por el cual se tuvo que modificar el modelo y adecuarlo a las mediciones para poder obtener resultados congruentes en el análisis.

Hay que mencionar que los equipos de medición no siempre funcionaron de la manera que se esperaba, por lo que se tuvo que analizar y comparar los resultados con los datos con que se contaban para poder terminar el estudio y poder establecer los beneficios que se tienen al sectorizar la red.

Al momento de realizar la construcción de la infraestructura hidráulica necesaria para la sectorización es muy importante que exista una buena comunicación entre los que hicieron el proyecto y los que lo construyen, así como con el personal de operación, ya que durante la puesta en marcha del sector estos últimos serán los encargados del buen o mal funcionamiento del sector, por lo que tendrán que establecer un programa para llevar a cabo una supervisión técnica, con el objetivo de garantizar el correcto funcionamiento de los equipos y detectar las posibles fallas que se pudieran presentar, para poder repararlas lo antes posible, y de esta manera tener una red de distribución funcionando en condiciones aceptables, cumpliendo con los estándares nacionales e inclusive internacionales para considerarla una red eficiente.

BIBLIOGRAFÍA

- Abastecimiento de agua potable, Enrique César Valdez, F.I., UNAM, 1994.
- Análisis de redes primarias de agua potable en diferentes zonas del Distrito Federal mediante un modelo de simulación dinámica, DGCOH, 1998.
- Apoyo técnico para los estudios de los sistemas de abastecimiento de agua potable y drenaje del Distrito Federal, DGCOH, 1999.
- El Sistema de Abastecimiento de Agua Potable a la Zona Metropolitana del Valle de México, CNA, 1997.
- EPANET 2, users manual, Lewis A. Rossman, EPA, 2000.
- Estadística para Ingenieros, Bouker & Lieberman, Prentice Hall Internacional, 1987.
- Estudio para el diagnóstico de la sectorización de la red de agua potable de la región sur del Distrito Federal, DGCOH, 2002.
- Estudio para el diagnóstico de la sectorización de la red de distribución de agua potable de la región oriente y poniente del Distrito Federal, DGCOH, 2001.
- Estudio para el diagnóstico de la sectorización de la red primaria de agua potable del Distrito Federal, DGCOH, 2002.
- Hidráulica General, fundamentos, Sotelo Ávila, Limusa, 1995.
- Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado, CNA.
- Lineamientos y recomendaciones para la revisión y supervisión de obra de proyectos para abastecimiento de agua potable y de drenaje en edificaciones del Distrito Federal, DEMM consultores, 1992.
- Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, CNA, 2001, versión 3.1(CD)
- Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, redes de distribución, CNA 1999.
- Manual de normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana, F.I., UNAM, 1993.
- Memoria de las obras del drenaje profundo del Distrito Federal, DDF, 1975.
- Plan Maestro de Agua Potable del Distrito Federal 1998-2010.
- Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias, Jay L. Devore, Internacional Thomson Editores, 1998.
- Reducción de fugas en el poniente de la Ciudad de México, DGCOH, 1999.
- Válvulas Reductoras de Presión, Manuel Mateos de Vicente, Editorial Bellisco, 2000.