



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**PROPUESTA DE SECTORIZACIÓN DE LA RED DE AGUA POTABLE EN
LA ALCALDÍA IZTACALCO DE LA CIUDAD DE MÉXICO PARA
MEJORAR EL ABASTECIMIENTO EN ESA ZONA**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA URBANA

PRESENTA:

ING. ANA LIZBET CASTILLO RODEA

DIRECTOR DE TESINA: **ING. JESÚS GALLEGOS SILVA**

Ciudad Universitaria, CDMX.

MAYO 2021

Dedicatoria y agradecimientos

A mis padres, por haberme apoyado en todo momento, por enseñarme a ser perseverante y siempre luchar por lo que quiero, sin ustedes no hubiera llegado hasta aquí.

A mis hermanos, por estar presentes en este largo camino, por darme consejos, por ayudarme a no rendirme y hacerme ver que soy capaz de muchas cosas.

A mis amigos, Claudia, Mario, Javier y Leonardo por estar conmigo en este camino llamado vida, por estar en las buenas y en las malas, son los mejores amigos que la vida me pudo dar.

A la UNAM por abrirme la puerta al conocimiento y ser el pilar de mi formación como ingeniera y ahora como especialista.

A mi director de tesina, por brindarme la oportunidad de asesorarme y tener un logro más.

A mis profesores y compañeros por compartir sus conocimientos y experiencias.

A mi persona favorita por apoyarme y no dejarme rendir, gracias por estar en este camino conmigo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por brindarme el apoyo económico durante la duración de mi especialización.

Gracias a todos los que estuvieron presentes en este camino, vamos por más.

Ana Lizbet Castillo Rodea

Índice

Introducción	1
Capítulo 1. Sectorización de redes de agua potable	4
1.1 Redes de distribución	5
1.1.1 Componentes de una red.....	6
1.2 Problemáticas de fugas.....	7
1.3 Control de presión.....	10
1.4 Modelos para la simulación del funcionamiento hidráulico.....	12
1.4.1 Tipos de modelos	13
1.4.2 Etapas en la elaboración de un modelo hidráulico	16
Capítulo 2. Hidrología urbana.....	18
2.1 Conceptos generales de hidrología.....	20
2.2 Hidrograma de entrada.....	25
Capítulo 3. Redes de agua potable en la alcaldía Iztacalco.....	29
3.1 Datos de proyecto.....	29
Fisiografía	31
Hidrología.....	31
Infraestructura hidráulica.....	33
3.2 Límites del sector.....	34
3.3 Descripción de entradas	36
3.4 Topografía.....	39
3.5 Población.....	41
3.6 Consumos.....	43
3.7 Patrón de demanda.....	45
Capítulo 4. Análisis hidráulico.....	48
4.1 Modelo EPANET. Descripción del software.....	48

4.2 Calibración del modelo.	50
4.3 Pérdidas de energía por fricción.	51
Fórmula de Darcy – Weisbach	52
4.4 Fórmulas experimentales para la estimación del factor de fricción.	53
4.5 Resultados. Velocidades y presión en la red.	55
Conclusiones.....	74
Mesografía.....	77
Bibliografía.....	79

Introducción

La Ciudad de México, es la más densamente poblada de la República Mexicana, contando con un total de 8´918,653 habitantes (intercensal 2015) lo que hace que al tener un gran número de pobladores el cubrir sus necesidades básicas, en este caso, el agua potable se ve afectada. Por lo que, al constituir uno de los conglomerados más complejos del mundo, debe contemplar esquemas y soluciones basados en horizontes de planeación a mediano y largo plazo que le permitan la toma de decisiones adecuadas, con visión de sustentabilidad en el largo plazo.

En materia de agua potable, la cuenca del Valle de México pasó de ser un sistema autosuficiente, a uno con fuerte dependencia de las fuentes de abasto externas, y más aún, con su principal fuente de abastecimiento, el acuífero de la Ciudad, con fuerte sobreexplotación y dudosa sustentabilidad a mediano y largo plazo.

El entubamiento de los principales escurrimientos superficiales de la cuenca, que evita el riesgo de inundaciones, pero elimina agua utilizable para consumo humano al verterlo en el drenaje de aguas negras, así como la disminución de las zonas boscosas y la sobreexplotación del manto acuífero, son un foco rojo para la sobrevivencia de la Ciudad de México.

En el trabajo que aquí se presenta, se abordará un tema que ha sido estudiado por un largo tiempo con el fin de encontrar la mejor solución a los problemas de abastecimiento de agua potable, este es el de sectorización. A lo largo de los siguientes capítulos se dará una explicación de en qué consiste este tema, abarcando desde el concepto básico de las redes de distribución. Se considerará un punto importante que es la problemática que presentan las redes actuales en cuanto a fugas, en donde se estima que las pérdidas por fugas son alrededor del 40%.

Posteriormente se tratarán aspectos de Hidrología Urbana esto es, aquellos relacionados con el ciclo hidrológico aplicado a las urbes e industrias, con esto se hará un análisis de las corrientes naturales y artificiales que interviene en el

escurrimiento de una cuenca para la determinación de un hidrograma, el cual mostrará el comportamiento con respecto al tiempo del caudal que entra o sale a una red.

Posteriormente, como aplicación se dividió en sectores a la alcaldía Iztacalco de la Ciudad de México. Con ayuda del software EPANET se estudiará la problemática que se presenta en la zona de interés para posteriormente hacer una serie de recomendaciones y con estas se pretende mejorar la distribución de agua potable a cada uno de los usuarios de esa zona.

CAPÍTULO 1.

SECTORIZACIÓN DE

REDES DE AGUA

POTABLE



Capítulo 1. Sectorización de redes de agua potable.

Dentro del subsector de agua potable, el término sectorización es conocido como la formación de zonas de **suministro autónomas**, más no independientes, dentro de una red de distribución; en otras palabras, es la división o partición de la red en muchas pequeñas redes, con el fin de facilitar la operación. De este modo, es más sencillo controlar los caudales de entrada en cada sector, la presión interna en las tuberías, la demanda y el consumo, así como las pérdidas, tanto por fugas como por usos no autorizados, además de conducir agua por la red primaria sin tener un exceso de conexiones con la red secundaria desde la fuente de alimentación hasta puntos alejados.

Para la implementación de dividir en sectores es necesario contar con algunos aspectos básicos tales como: la información completa del sistema de distribución catastral y la forma de operación real, con el fin de encontrar un modelo matemático que explique este comportamiento y, posteriormente, hacer la modelación numérica con algún software existente que nos permita comprender el sistema en estudio y poder realizar una calibración del modelo.

La calibración de un modelo puede definirse como el proceso de ajuste de los parámetros que definen el comportamiento hidráulico del modelo, para reflejar con la mayor precisión posible el funcionamiento real de la red de distribución, tanto para el escenario estático como dinámico. Con esto se pueden conocer gastos y presiones en los tubos, cualquier cambio que se haga en el modelo permite saber los efectos que produce dicho cambio, lo cual hace que se puedan tomar decisiones con la seguridad de que el funcionamiento no se verá afectado en ningún momento.

Al contar con un modelo debidamente calibrado y confiable, se pueden considerar diferentes casos de operación y así poder dividir la red en sectores con el fin de controlar y mantener las presiones adecuadas, asegurando que el servicio llegue a todos los usuarios.

La sectorización consiste en dividir la red en zonas aisladas hidráulicamente de tal forma que tengan una sola entrada para que eso facilite comparar la cantidad

que se entrega de agua a cada sector con el consumo o la cantidad de agua que llega a los usuarios y habitantes de la zona del sector. Los sectores quedan delimitados con válvulas de seccionamiento y tapas de tal manera que quedan aislados de los otros sectores; cuentan con medidores de caudal y volumen de la entrada de agua; así como válvulas para el control de presiones.

1.1 Redes de distribución

Una red de distribución es el conjunto de tubos, accesorios y estructuras que conducen el agua desde tanques de servicio o de distribución hasta la toma domiciliaria o hidrantes públicos. Su finalidad es proporcionar agua a los usuarios para consumo doméstico, público, comercial, industrial y para condiciones extraordinarias como extinguir incendios.

La red debe proporcionar este servicio todo el tiempo, en cantidad suficiente y a una presión adecuada. Los límites de calidad del agua para que sea considerada potable se establecen en la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1. En la figura 1 se muestra una configuración típica de un sistema de abastecimiento de agua en localidades urbanas.

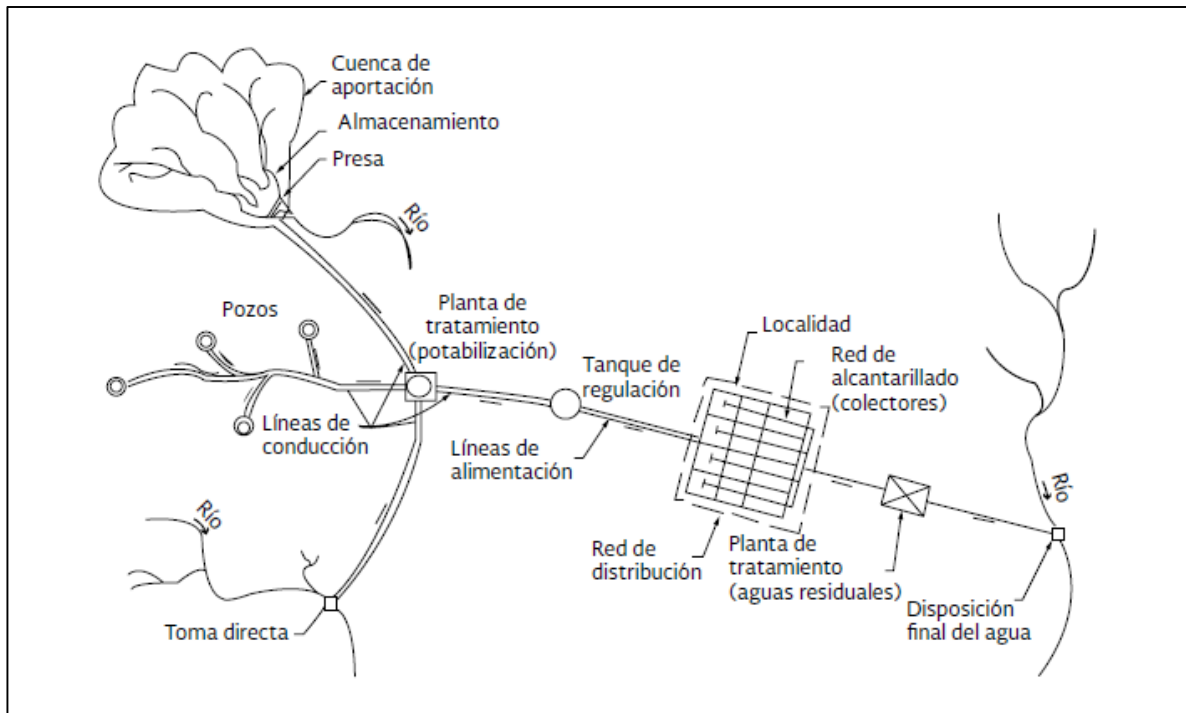


Figura 1. Configuración típica de un sistema de abastecimiento de agua en localidades urbanas (CONAGUA 2015)

1.1.1 Componentes de una red

Una red de distribución de agua potable se compone generalmente de:

- **Tubería.** Se llama así al conjunto formado por los tubos (conductos de sección circular) y su sistema de unión o ensamble. La red de distribución está formada por un conjunto de tubos que se unen en diversos puntos denominados nodos o uniones. De acuerdo con su función, la red de distribución puede dividirse en red primaria y red secundaria. La división dependerá del tamaño de la red y de los diámetros de las tuberías. La red primaria está constituida por los tubos de mayor diámetro; la secundaria, por la tubería de menor diámetro, la cual abarca la mayoría de las calles de la localidad.
- **Piezas especiales.** Son todos aquellos accesorios que se emplean para llevar a cabo ramificaciones, intersecciones, cambios de dirección,

modificaciones de diámetro, uniones de tubería de diferentes material o diámetro y terminales de conductos, entre otros.

- **Válvulas.** Son accesorios que se utilizan para disminuir o evitar el flujo en una tubería. Pueden ser clasificadas de acuerdo con su función en dos categorías: aislamiento o seccionamiento y de control.
- **Hidrantes.** Se le llama así a una toma o conexión especial instalada en ciertos puntos de la red, con el propósito de abastecer a varias familias (hidrante público) o conectar una manguera o una bomba destinados a proveer agua para combatir el fuego (hidrante contra incendio).
- **Tanques de distribución.** Es un depósito situado generalmente entre la captación y la red de distribución que tiene por objeto almacenar el agua proveniente de la fuente.
- **Tomas domiciliarias.** Es el conjunto de piezas y tubos que permite el abastecimiento desde una tubería de la red de distribución hasta el predio del usuario.
- **Rebombeos.** Consisten en instalaciones de bombeo que se ubican generalmente en puntos intermedios de una línea de conducción y excepcionalmente dentro de la red de distribución. Tienen el objetivo de elevar la carga hidráulica en el punto de su ubicación para mantener la circulación del agua en la tubería.

1.2 Problemáticas de fugas.

El sistema de agua potable de la capital cuenta con una infraestructura compleja que incluye 13,488 kilómetros de tubería, 360 tanques de almacenamiento, 268 plantas de bombeo, 976 pozos de extracción y 53 plantas potabilizadoras.

La explotación de los mantos freáticos de la Ciudad de México en la actualidad presenta un déficit, lo que se manifiesta en la compactación de las capas arcillosas y en algunas zonas en una mala calidad del agua extraída. Esta problemática se ha sobrellevado mediante acuerdos con los estados pertenecientes a la cuenta del Valle de México, mediante los cuales ceden volúmenes de agua a la ciudad,

desafortunadamente la renuencia a ceder agua de los estados vecinos cada vez es mayor.

Esto sin tomar en cuenta el alto costo que representa el traslado de las aguas hasta la cota de la ciudad. En cuanto al funcionamiento, se considera que el 42% del agua que se abastece se pierde en fugas, lo que significa una pérdida de 13.5 m³/s, incluyendo agua no contabilizada por falta de micro medición, tomas clandestinas y errores en la medición.

La causa principal de incidencia de fugas es la antigüedad de las redes, cuyos materiales presentan fatiga y desgaste, haciéndolas vulnerables a los asentamientos del subsuelo. Las zonas afectadas por estas circunstancias se ubican en las delegaciones Álvaro Obregón, Cuajimalpa, Gustavo A. Madero, Iztapalapa, Magdalena Contreras, Milpa Alta, Tláhuac, Tlalpan y Xochimilco. Por otra parte, el tener disponibilidad de agua no es suficiente, ya que el servicio debe ser con la calidad suficiente. En este punto la extracción en la zona oriente de la ciudad presenta problemáticas, haciendo necesario crear infraestructura que garantice la calidad del agua suministrada a la red.

Actualmente el 18% de la población no recibe agua todos los días, el 32% no recibe agua suficiente para cubrir sus necesidades y requiere del apoyo de pipas y de comprar agua en garrafones y existen 45 colonias con alto riesgo de inundación en temporada de lluvias.

El suministro de agua potable a la Ciudad de México se compone por el 73% extraída del manto acuífero, 2% se toma de escurrimientos superficiales al oriente de la ciudad, el restante 25% se trae desde cuencas externas a través del Sistema Cutzamala. El desglose de estas fuentes se presenta en la figura 2.

Fuentes de Abastecimiento	Municipios de los que se traen los caudales	Caudal promedio de abastecimiento en 2008 (m3/s)
Fuentes externas a la CDMX		
Fuentes Operadas por la Gerencia de Aguas del Valle de México		
Sistema Cutzamala	Ixtapan del Oro, Valle de Bravo, Donato Guerra, Villa de Allende, Villa Victoria, Almoloya de Juárez, Toluca, Estado de México.	9.575
Sistemas Barrientos y Risco	Tultitlan, Cuautitlán, Tlalnepantla, Estado de México.	2.239
Sistema de Aguas del Sur	Milpa Alta, Tláhuac, Valle de Chalco y La Paz, Estado de México.	0.382
SUBTOTAL		12.196
Fuentes Operadas por el Sistema de Aguas de la Ciudad de México		
Sistema Lerma	Lerma, Ocoyoacac, Otzolotepec, San Lorenzo Oyamel, Temoaya, Xonacatlan, Almoloya de Juárez, Almoloya del Río, Calpuhuac, Ixtlahuaca, Jiquipilco, Joquicingo, San Pedro Techuchulco, Santa Cruz Atizapán y Santiago Tianguistenco, Estado de México.	3.832
Sistema Chiconautla	Ecatepec, Tecamac, Acolman, Estado de México.	1.402
SUBTOTAL		5.234
Fuentes ubicadas dentro de la CDMX		
Fuentes Operadas por el Sistema de Aguas de la Ciudad de México		
Pozos a la Red Norte	Azcapotzalco, Gustavo A. Madero, CDMX.	1.037
Pozos a la Red Centro	Benito Juárez, Cuauhtémoc, Coyoacan, CDMX.	2.037
Pozos a la Red Sur	Milpa Alta, Tláhuac, Xochimilco, CDMX	7.853
Pozos a la Red Oriente	Iztacalco, Iztapalapa, Venustiano Carranza, CDMX	2.773
Pozos a la Red Poniente	Álvaro Obregón, Cuajimalpa, Magdalena Contreras, Miguel Hidalgo, Tlalpan, CDMX	0.213
Río Magdalena	Magdalena Contreras, CDMX	0.203
Manantiales	Álvaro Obregón, Cuajimalpa, Magdalena Contreras, Tlalpan, CDMX	0.792
SUBTOTAL		14.908
TOTAL		32.338

Figura 2. Desglose de fuentes de abastecimiento a la CDMX (SACMEX 2015)

Como se puede ver, a la red entran diariamente alrededor de 32,000 litros por segundo, los cuales serían suficientes para abastecer 300 litros por habitante, pero la realidad es que el consumo promedio apenas llega a 177 litros, debido al desperdicio.

Las pérdidas se originan por la obsolescencia de la red conductora, la cual tiene una antigüedad de 50 años, por lo cual a partir del 2019 se ha comenzado a trabajar en la sustitución para poder recuperar el suministro y que se pueda cubrir el 100% y se tenga una cobertura para toda la población. Para el reemplazo de la red y la atención de fugas, se determinó sectorizar la red secundaria, con lo cual se agilizarán los tiempos de respuesta, especialmente en lo referente a pérdidas de presión y fugas.

Traer más agua de nuevas fuentes de abastecimiento para resolver los problemas de desabasto o los de sobreexplotación del acuífero, sin antes haber

atendido las fugas, es totalmente ineficiente: la mayor parte del agua serviría para incrementar las pérdidas de agua en una red repleta de agujeros y fisuras, que con el menor aumento de presión multiplica las fugas. La mejora del servicio, así como llevar el agua a las zonas más altas y alejadas de la ciudad requiere precisamente de elevar presiones en las tuberías.

Bajo las condiciones actuales de la infraestructura, si se tuviese agua suficiente para dar un servicio continuo de 24 horas y si la presión de las tuberías fuese satisfactoria, arriba de los 30 m.c.a., las fugas alcanzarían a representar el 75% del agua suministrada, es decir, el proporcionar un servicio de calidad, como el que tienen las principales capitales del mundo, implicaría perder en fugas tres de cada cuatro litros inyectados a las redes de distribución.

1.3 Control de presión.

Las experiencias documentadas de diversos países relacionan la presión con el gasto de fuga, y después de la experimentación en redes de distribución, reportan sus resultados, los que a su vez analizados se ajustan a una ecuación de la forma:

$$Q_{fuga} = CH^x \left(\frac{l}{s} \right) \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

H carga de presión en la tubería (m)

C coeficiente que resulta del ajuste de los datos obtenidos experimentalmente

x exponente de ajuste (adimensional)

El coeficiente C , depende del tamaño del orificio o rotura de la fuga y del material de la tubería. Este coeficiente varía entre 0.20 y 1.00 (fuente: experimentación).

Los valores de x varían entre 0.5 (descarga libre de un orificio) hasta 2.5. Inglaterra y Japón realizaron pruebas de laboratorio y en sectores aislados de redes

de operación, obteniendo un valor medio de $x = 1.15$, valor que ha sido validado en México por ser congruente con los obtenidos en redes de Hermosillo, Sonora y de la Ciudad de México.

Conviene decir que la expresión antes mencionada tiene un mayor significado en eventos experimentales. Para tomarla en cuenta, para una red real, se debe tener muy bien estudiada ésta, contando con datos de medición y con ello contar con una calibración que nos muestre el comportamiento real y determinar los valores propios de C y x que se adecuen al lugar de estudio.

Lo ideal para una red sería que no exista ningún tipo de pérdida, sin embargo, eso no se logra por más que la red opere con la mayor eficiencia posible existirá una pequeña pérdida física por fugas, esta será mínima, pero se tendrá. Lo que se busca es reducir en lo mayor posible el porcentaje que actualmente se tiene, si con ello es necesario hacer un cambio en la red principal se debe hacer considerando todos los escenarios que conlleva realizar esta acción.

La reparación completa de una red de distribución puede darse a largo plazo, debido a que al ser una red relativamente grande presentaría un desabasto a muchos usuarios lo cual podría generar problemas aún mayores. Por ello lo más viable que se puede hacer, si la red primaria está en muy mal estado, es reemplazarla por una nueva, contribuyendo a que por esta red la presión de agua sea mayor. Sin embargo, surgiría otro problema más, ahora ya no se tendrán tantas fugas, pero puede provocar que la red secundaria ahora presente grietas o fisuras lo que hará que nuevamente el líquido no llegue a todos los usuarios.

Ante esto, lo más recomendable es colocar válvulas reguladoras de presión a la entrada o entradas de los sectores para que con estas se tenga un mayor control en la red secundaria y evitar que siga presentando fallas en su distribución.

El colocar válvulas reguladoras de presión no significa que en automático las fugas desaparecerán, al contrario, seguirán, pero en un porcentaje mucho menor al que se tiene en la actualidad, esto finalmente contribuye a que el servicio sea de mayor calidad y que los usuarios estén satisfechos.

1.4 Modelos para la simulación del funcionamiento hidráulico.

La modelación se ha desarrollado notablemente en el campo de la hidráulica, existen evidencias de estudios de diseños hidráulicos realizados desde tiempos antiguos, mediante pequeñas representaciones de estructuras y máquinas, por los cuales se ha llegado a enunciar principios fundamentales en la hidráulica; sin embargo hasta hace poco tiempo la experimentación hidráulica se llevaba a cabo habitualmente a escala real ya sea en vertederos, canales, tuberías y presas construidas sobre el terreno.

Es durante el último medio siglo, cuando se han desarrollado métodos por los cuales, como resultado de experimentos realizados en modelos a escala reducida, es posible predecir la conducta de una estructura o prototipo.

El sistema semejante reducido o simplificado es lo que llamamos modelo, frente a la realidad que llamamos prototipo.

En los últimos años se han desarrollado diferentes técnicas para afrontar el tema de los sistemas de distribución y uno de ellos en particular, que ha despertado interés de la mano de la tecnología: modelos de simulación matemática.

Los modelos de simulación matemática son la base del cálculo hidráulico y de calidad del agua, para simular diferentes estados que se producen en la red de distribución. Del producto de las simulaciones se extraen resultados que serán considerados en la planificación, operación y gestión de la red. Es importante tener en cuenta que el problema de análisis está resuelto actualmente a través de programas de cómputo si se dispone de datos, situación que normalmente no ocurre. Para afrontar este tipo de obstáculos, el análisis hidráulico de las redes de distribución puede dividirse en dos: red de distribución nueva y otra, aquella que se encuentre en servicio.

En caso de tener una red nueva, el problema se reduce considerablemente, ya que la información existente proviene de los parámetros de diseño, caso contrario ocurre con una red en servicio donde las dificultades se incrementan. Bajo estas circunstancias, los parámetros con los que se proyectó la red se han modificado por

el propio funcionamiento de ésta. El conocimiento de qué parámetros y las circunstancias que hacen que varíen son fundamentales en el momento de estimarlos.

Los modelos de simulación actualmente son sistemas completos de fácil manejo permitiendo a usuarios de diferentes niveles, analizar y mostrar los parámetros hidráulicos y de calidad del agua dentro de un sistema de distribución de agua potable.

1.4.1 Tipos de modelos

Tomando en cuenta el desarrollo de los últimos años que han experimentado los modelos de simulación, es posible realizar una clasificación de acuerdo con el objetivo o criterios que establezcan.

1.4.1.1 Aplicabilidad

Tomando como criterio el grado de aplicación, los modelos se clasifican en dos grupos: de planificación y operacionales.

- ♦ **Modelos de planificación.** Estos modelos se utilizan para evaluar el rendimiento, los impactos económicos o cuantitativos de sistemas propuestos de tuberías, cambios en procedimientos operativos, comportamiento de distintos elementos, como válvulas de control, tanques, etc.
- ♦ **Modelos operacionales.** Se emplean para predecir el comportamiento hidráulico de variables como la presión y caudales en la red, modificar niveles en tanques de regulación. El objeto es tener un mejor soporte en la toma de decisiones.

1.4.1.2 Grado de detalle

En nuestro país este aspecto resulta de importancia debido a que, en ocasiones, se realizan trabajos que no requieren de un nivel de detalle amplio, como en decisiones de planeación.

- ♦ **Modelos estratégicos o arteriales.** Estos modelos sólo incorporan elementos primordiales como: tuberías primarias y tanques de almacenamiento y regularización. Se emplean, como se mencionó con anterioridad, como instrumento de planeación y diseño, como puede ser la ampliación de la red de distribución por la incorporación de nuevas colonias.
- ♦ **Modelos detallados.** Normalmente para cubrir las necesidades de regulación y control de los sistemas de distribución se requiere de un modelo estratégico, sin embargo, en ocasiones se requiere de un nivel de detalle mayor. Este tipo de modelos llegan a incluir las tuberías secundarias y en ocasiones hasta las tomas domiciliarias.

1.4.1.3 Variación en el tiempo

El tiempo es una variable fundamental en la modelación de redes de agua potable. Existen dos tipos de modelación: estáticos y dinámicos.

- ♦ **Estáticos o de flujo permanente.** En este tipo de modelos se supone que los caudales demandados e inyectados permanecen constantes, no existen variaciones en la operación en la red, y el nivel en los tanques es fijo. Es cierto que las redes de distribución de agua potable no permanecen invariables a lo largo del tiempo, no obstante, esta clase de modelos se emplean frecuentemente para analizar el comportamiento de la red con los caudales máximos horarios, y así someterlas a las condiciones más desfavorables. De forma general, un programa o software comercial sobre modelación hidráulica en redes de distribución pide al menos los datos indicados en la figura 3.

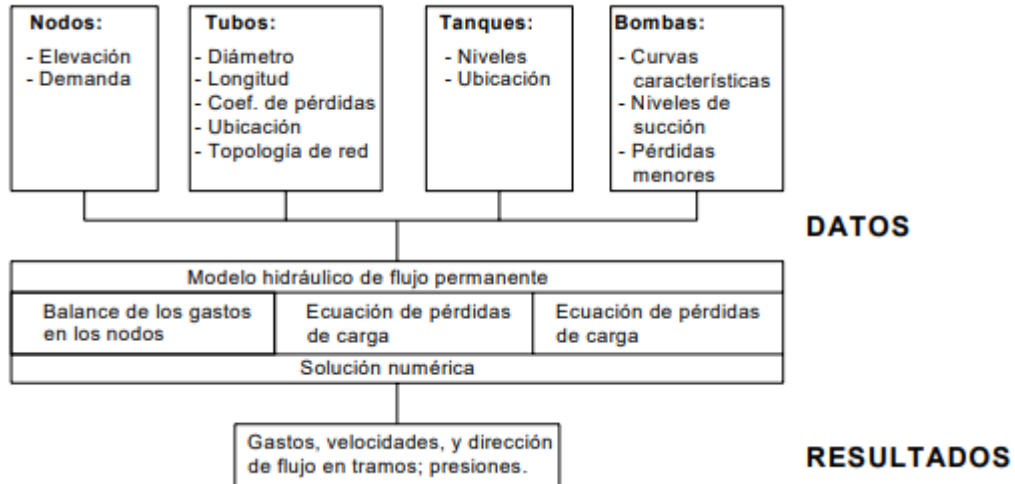


Figura 3. Diagrama de un modelo en flujo permanente (CONAGUA 2007)

- ♦ **Dinámicos o de flujo no permanente.** A diferencia de los modelos estáticos, en los modelos de tipo dinámico, se permite la variación temporal de caudales demandados e inyectados, condiciones operativas de la red y de los niveles en los tanques. Estos se consideran bajo ciertas restricciones, simular la evolución temporal de la red, en un intervalo determinado. Figura 4.

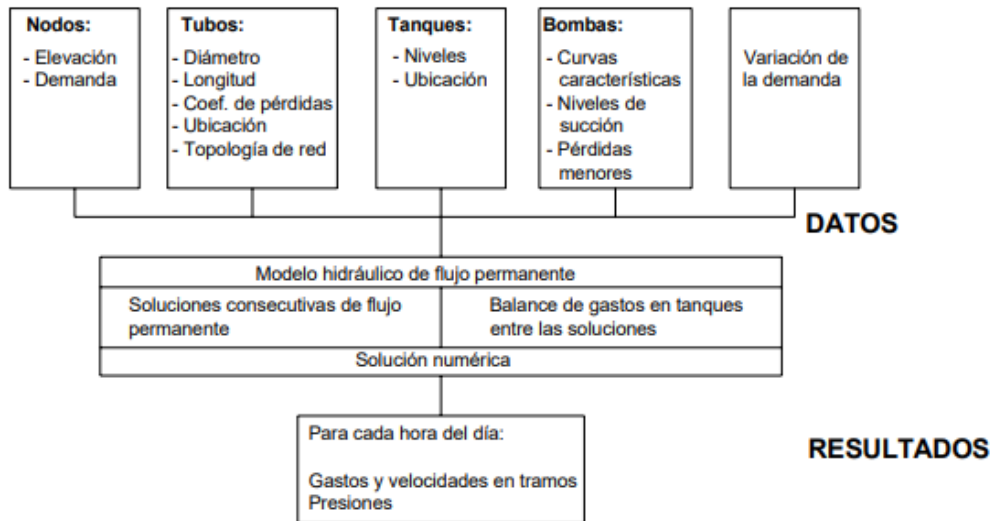


Figura 4. Diagrama de un modelo hidráulico de flujo no permanente (CONAGUA 2007)

1.4.1.4 Variables del sistema

De acuerdo con el objetivo y las variables de interés se clasifican en: hidráulicos y calidad del agua.

- ♦ **Hidráulicos.** Estos determinan los caudales y presiones dentro de la red de distribución de agua, bajo condiciones iniciales y de frontera establecidas.
- ♦ **Calidad de agua.** Los modelos de calidad de agua determinan la variación temporal y espacial de un determinado parámetro físico-químico de calidad del agua, como la concentración de sustancias contaminantes o bien desinfectantes. Es importante mencionar que esta clase de modelos requiere de variables hidráulicas como la velocidad, calculadas previamente con la ayuda de un modelo hidráulico.

1.4.2 Etapas en la elaboración de un modelo hidráulico

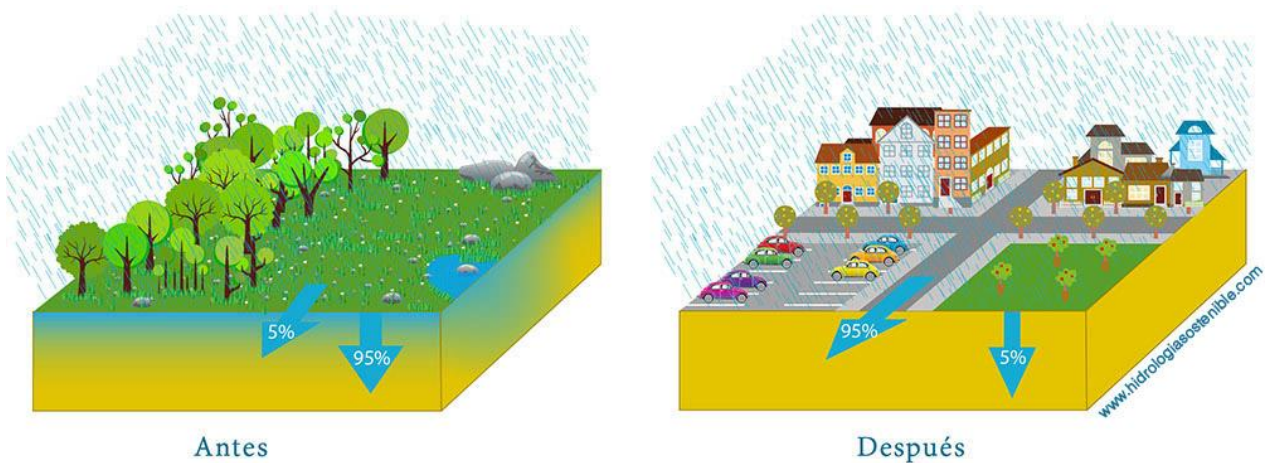
Las fases de un modelo hidráulico por implementar son las siguientes:

- Determinar el tipo de cuestiones que el modelo ayudará a resolver;
- Representar los componentes de la red de distribución “real” en términos adecuados para su utilización por el modelo implementado;
- Recopilación de información para caracterizar los componentes incluidos en el modelo;
- Esqueletización de la red, esto es la simplificación de la red de tuberías, según el uso y la información disponible;
- Análisis y asignación de consumos registrados. Se trata de incorporar dentro del modelo, las demandas en los puntos de consumo para cada período de tiempo analizado.

CAPÍTULO 2.

HIDROLOGÍA

URBANA



Capítulo 2. Hidrología urbana

La hidrología urbana es la rama de la hidrología que estudia la hidrología de las zonas urbanas y metropolitanas, en donde predominan las superficies casi impermeables y el relieve artificial de terreno, analizando en particular el efecto del desarrollo urbano.

El desarrollo de las aglomeraciones modifica el funcionamiento del ciclo hidrológico en múltiples aspectos. El problema se aborda de dos formas:

- ◆ Analizando el impacto de la urbanización sobre:
 - Los medios naturales afectados por los desechos urbanos.
 - La ciudad en sí misma.
- ◆ Presentando las precauciones por tomar para concebir los desarrollos urbanos que reconcilien el agua y la ciudad.

La hidrología urbana es, entonces, la disciplina científica del medio ambiente que tiene por objeto el estudio del agua y de sus relaciones con las diferentes actividades humanas en zonas urbanas. Trata particularmente las relaciones entre la gestión de las aguas superficiales y el desarrollo de la zona urbana.

Un desarrollo urbano sostenible comprende un amplio conocimiento de los fenómenos hidrológicos, hidráulicos y ambientales que genera la urbanización y exige que se cuente con numerosas herramientas para la implementación de técnicas innovadoras de reconciliación agua – ciudad.

La hidrología urbana no es una ciencia exacta, por consiguiente, para su aplicación en la práctica de la ingeniería hidrológica se debe recurrir a modelos y fórmulas empíricas a fin de determinar la relación precipitación – escurrimiento en áreas urbanizadas. Para ello, en términos estrictos, se deben realizar estudios específicos para cada región o población, teniendo cuidado al aplicarlos en lugares diferentes de aquellos donde fueron desarrollados, revisando todas las variables que intervienen y comparándolas con las del sitio en estudio.

Los principales criterios y/o fórmulas que se consideran factibles de aplicarse tienen como finalidad estimar el gasto pico que producirá una tormenta en una cuenca, cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- ❖ La cuenca en estudio está urbanizada y es relativamente chica; de manera que se considera que no es necesaria la simulación detallada de su funcionamiento mediante modelos matemáticos.
- ❖ La cuenca se drena en forma natural; es decir, no existen drenes artificiales que determinen la forma del escurrimiento, ni presas que lo regulen.

La figura 5 muestra un árbol de causas y efectos donde se puede identificar la interrelación y complejidad de una urbanización que produce grandes superficies impermeables como: eliminación de la vegetación natural, pérdida de biodiversidad y de evapotranspiración, baja en los flujos subsuperficiales y flujo base; y los distintos efectos que generan la problemática, como mayor cantidad de escurrimiento en un menor tiempo, el cual ocasiona arrastre de contaminantes, erosión e impacta los ecosistemas; un menor tiempo de concentración y volumen de agua a manejar, la cual supera la red de drenaje pluvial provocando inundaciones en zonas medias y bajas de la cuenca, daños materiales y afectaciones a la actividad productiva; menor infiltración al subsuelo, para recargar los acuíferos y mayor probabilidad de escasez.

Estos cambios que se generan al pasar de un estado natural a uno urbanizado, permiten que la evapotranspiración se vea reducida por la falta de vegetación y de humedad; el flujo superficial es mucho mayor y ocurre en un tiempo más corto debido a la impermeabilización del suelo, los flujos subsuperficial y base se reducen, y se tiene un caudal base más bajo.

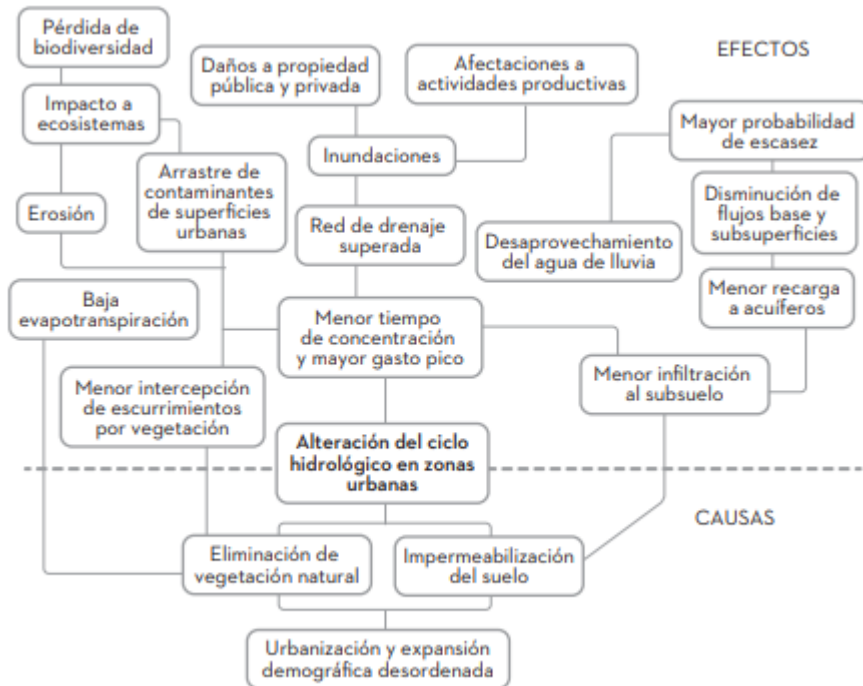


Figura 5. Árbol de causas y efectos sobre el manejo de las aguas pluviales urbanas

2.1 Conceptos generales de hidrología.

El agua es la sustancia más abundante en la Tierra, es el principal constituyente de todos los seres vivos y es un elemento importante que constantemente está cambiando la superficie terrestre. También es un factor clave en la climatización de nuestro planeta para la existencia humana y en la influencia en el proceso de la civilización. La hidrología, que cubre todas las fases del agua en la Tierra, es una materia de gran importancia para el ser humano y su ambiente. Aplicaciones prácticas de la hidrología se encuentran en labores tales como diseño y operación de estructuras hidráulicas, abastecimiento de agua, tratamiento y disposición de agua residuales, irrigación, drenaje, generación hidroeléctrica, control de inundaciones, navegación, erosión y control de sedimentos, control de salinidad, disminución de la contaminación, uso recreacional del agua y protección de la vida terrestre y acuática

Ciclo hidrológico. El ciclo hidrológico es el foco central de la hidrología. El ciclo no tiene principio ni fin y sus diversos procesos ocurren en forma continua. La figura 6

muestra en forma esquemática cómo el agua se *evapora* desde los océanos y desde la superficie terrestre para volverse parte de la atmósfera; el vapor de agua se transporta y se eleva en la atmósfera hasta que se condensa y *precipita* sobre la superficie terrestre o los océanos; el agua precipitada puede ser *interceptada* por la vegetación, convertirse en *flujo superficial* sobre el suelo, *infiltrarse* en él, correr a través del suelo como flujo *subsuperficial* y descargar en los ríos como *escorrentía superficial*. La mayor parte del agua interceptada y de escorrentía superficial regresa a la atmósfera mediante la evaporación.

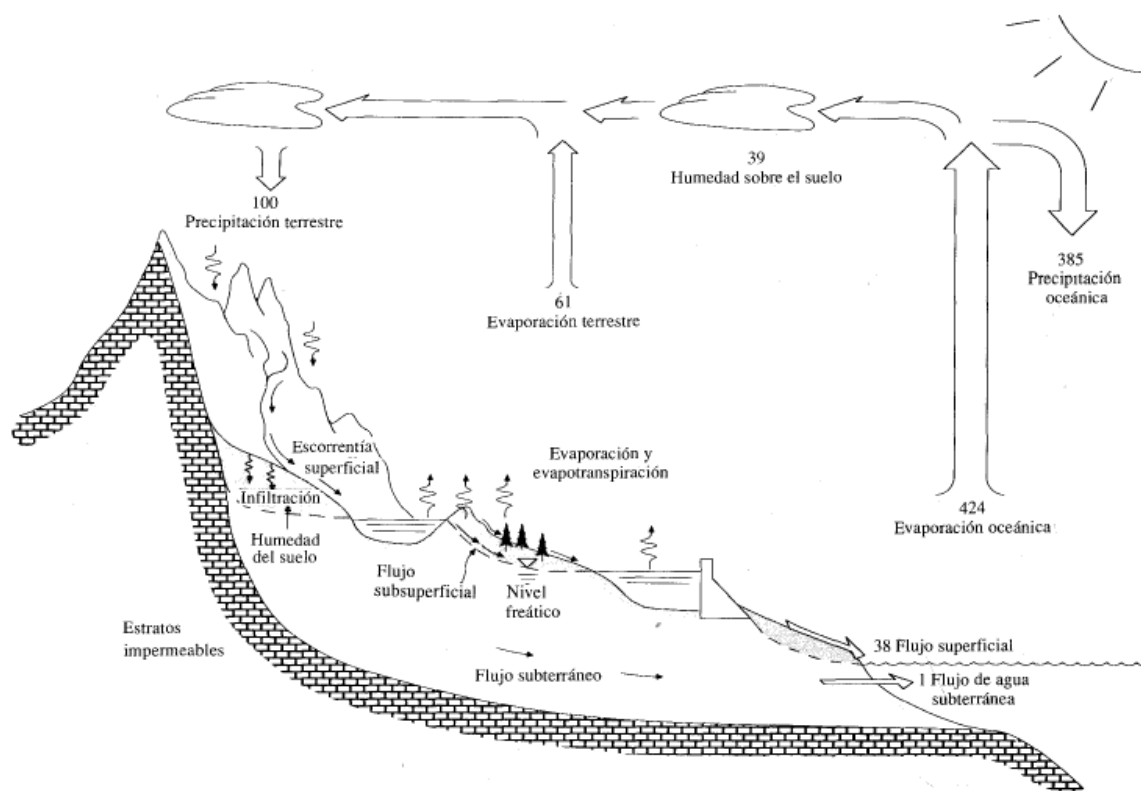


Figura 6. Ciclo hidrológico

En la figura 7 se encuentran las cantidades estimadas de agua en las diferentes formas que existen en la Tierra. Cerca del 96.5% del agua del planeta se encuentra en los océanos. Si la Tierra fuera una esfera uniforme, esta cantidad sería suficiente para cubrirla hasta una profundidad cercana a 2.6 km. Del resto, el 1.7% se

encuentra en los hielos polares, el 1.7% en manantiales subterráneos y solamente el 0.1% en los sistemas de agua superficial y atmosférica.

Cantidades estimadas de agua en el mundo

Ítem	Área (10 ⁶ km ²)	Volumen (km ³)	Porcentaje de agua total	Porcentaje agua dulce
Océanos	361.3	1,338,000,000	96.5	
Agua subterránea				
Dulce	134.8	10,530,000	0.76	30.1
Salada	134.8	12,870,000	0.93	
Humedad del suelo	82.0	16,500	0.0012	0.05
Hielo polar	16.0	24,023,500	1.7	68.6
Hielo no polar y nieve	0.3	340,600	0.025	1.0
Lagos				
Dulces	1.2	91,000	0.007	0.26
Salinos	0.8	85,400	0.006	
Pantanos	2.7	11,470	0.0008	0.03
Ríos	148.8	2,120	0.0002	0.006
Agua biológica	510.0	1,120	0.0001	0.003
Agua atmosférica	510.0	12,900	0.001	0.04
Agua total	510.0	1,385,984,610	100	
Agua dulce	148.8	35,029,210	2.5	100

Figura 7. Distribución del agua en el planeta (World Water Balance and Water Resources of the Earth, UNESCO, 1978)

Cuenca hidrológica. Así como el ciclo hidrológico es el concepto fundamental de la hidrología, la cuenca hidrológica es su unidad básica de estudio. Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida (Figura 8).

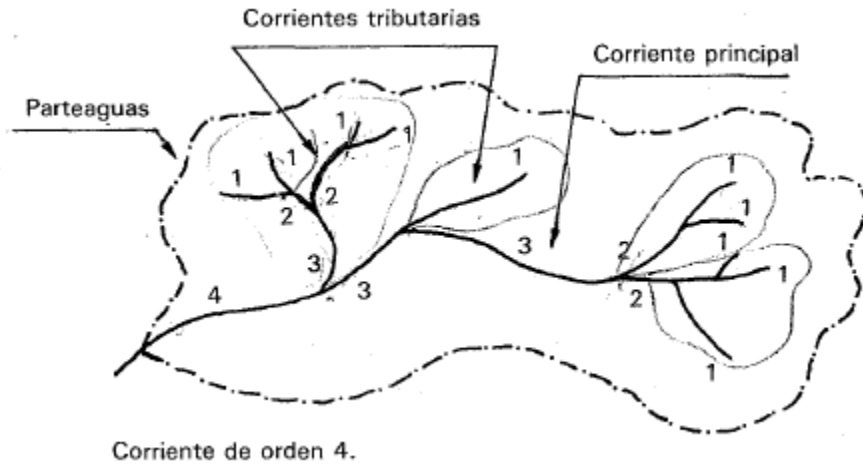


Figura 8. Cuenca Hidrológica

Lo anterior se refiere a la definición de una cuenca superficial; asociada a cada una de éstas existe también una cuenca subterránea, cuya forma en planta es semejante a la superficial.

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas. En las primeras el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; en las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o el mar. Figura 9.

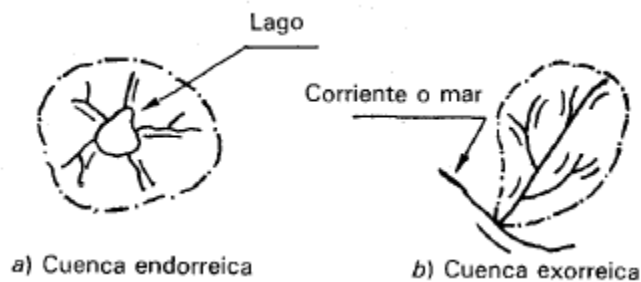


Figura 9. Tipos de cuencas

El ciclo hidrológico, visto a nivel de una cuenca, se puede esquematizar como un estímulo, constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que condicionan la relación entre uno y otra, y que están controlados por las características geomorfológicas de la cuenca y su urbanización. Dichas características se clasifican en dos tipos, según la manera en que controlan los fenómenos mencionados: las que condicionan el *volumen de escurrimiento*, como el área de la cuenca y el tipo de suelo, y las que *condicionan la velocidad de respuesta*, como el orden de sus corrientes, pendiente de la cuenca y los cauces, etc.

Escurrecimiento. El escurrimiento se define como el agua que proviene de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

El agua proveniente de la precipitación que llega hasta la superficie terrestre – una vez que una parte ha sido interceptada y evaporada- sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca. Conviene dividir estos caminos en tres clases: escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial y escurrimiento subterráneo.

Una vez que la precipitación alcanza la superficie del suelo, se infiltra hasta que las capas superiores del mismo se saturan. Posteriormente, se comienza a llenar las depresiones del terreno y, al mismo tiempo, el agua comienza a escurrir sobre la superficie. Este escurrimiento, llamado *flujo en la superficie del terreno*, se produce mientras el agua no llegue a cauces bien definidos (es decir, que no desaparecen entre dos tormentas sucesivas). En su trayectoria hacia la corriente más próxima, el agua que fluye sobre el terreno se sigue infiltrando, e incluso se evapora en pequeñas cantidades. Una vez que llega a un cauce bien definido se convierte en *escurrimiento de corrientes*.

El flujo sobre el terreno, junto con escurrimiento de corrientes, forma el *escurrimiento superficial*. Una parte del agua de precipitación que se infiltra escurre

cerca de la superficie del suelo o más o menos paralelamente a él. A esta parte del escurrimiento se le llama *escurrimiento subsuperficial*; la otra parte, que se infiltra hasta niveles inferiores al freático, se denomina *escurrimiento subterráneo*.

De los tres tipos de escurrimiento, el superficial es el que llega más rápido hasta la salida de la cuenca. Por ello está relacionado directamente con una tormenta particular y entonces se dice que proviene de la *precipitación en exceso o efectiva* y que constituye el *escurrimiento directo*. El escurrimiento subterráneo es el que de manera más lenta llega hasta la salida de la cuenca (puede tardar años en llegar), y, en general, difícilmente se le puede relacionar con una tormenta particular, a menos que la cuenca sea demasiado pequeña y su suelo sea permeable. Debido a que se produce bajo el nivel freático, es el único que alimenta a las corrientes cuando no hay lluvias y por eso se dice que forma el *escurrimiento base*.

El escurrimiento subsuperficial puede ser casi tan rápido como el superficial o casi tan lento como el subterráneo, dependiendo de la permeabilidad de los estratos superiores del suelo; por ello es difícil distinguirlo de los otros dos. Cuando es relativamente rápido se le trata junto con el escurrimiento superficial, y cuando es relativamente lento se le considera parte del subterráneo.

2.2 Hidrograma de entrada.

Un hidrograma de caudal es una gráfica o una tabla que muestra la tasa de flujo como función del tiempo en un lugar dado de la corriente. En efecto, el hidrograma es “una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y la esorrentía de una cuenca de drenaje particular”. Dos tipos de hidrogramas son particularmente importantes: el hidrograma anual y el hidrograma de tormenta.

Hidrograma anual. El hidrograma anual, es una gráfica de caudal vs el tiempo en un año, muestra el balance de largo plazo de la precipitación, evaporación y el caudal en una cuenca.

Hidrograma de tormenta. El estudio de los hidrogramas anuales muestra que los picos de crecientes se producen en forma poco frecuente y son el resultado de la lluvia por si sola o acompañada por el derretimiento de nieve. Antes de que comience la lluvia en forma intensa, el flujo base está disminuyendo gradualmente (segmento AB). El escurrimiento directo empieza en B, alcanza su pico en C y termina en D. Luego sigue el segmento DE en el cual nuevamente empieza la recesión normal del flujo base. Gráficamente se muestra en la figura 10.

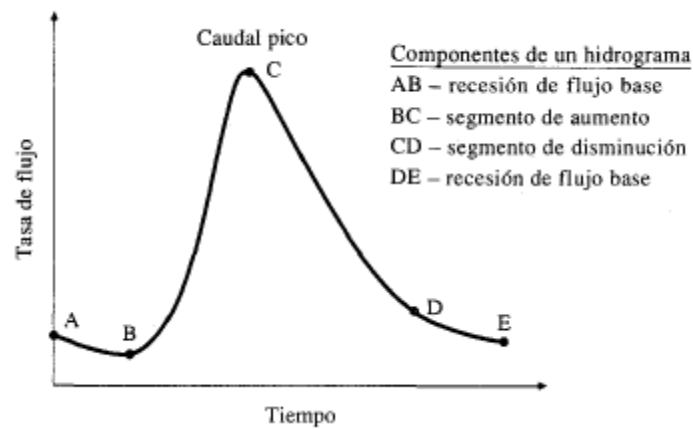


Figura 10. Componentes de un hidrograma de caudal durante una tormenta. Fuente Chow, 2000

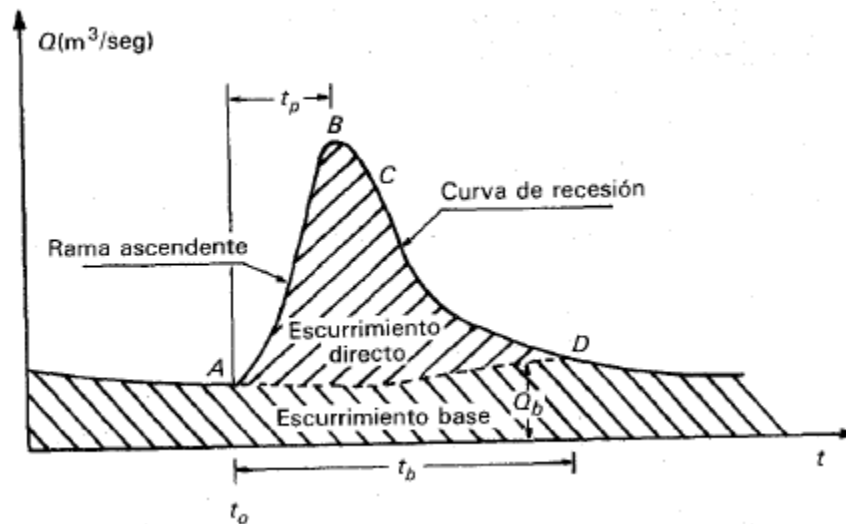


Figura 11. Hidrograma. Fuente Aparicio, 1992

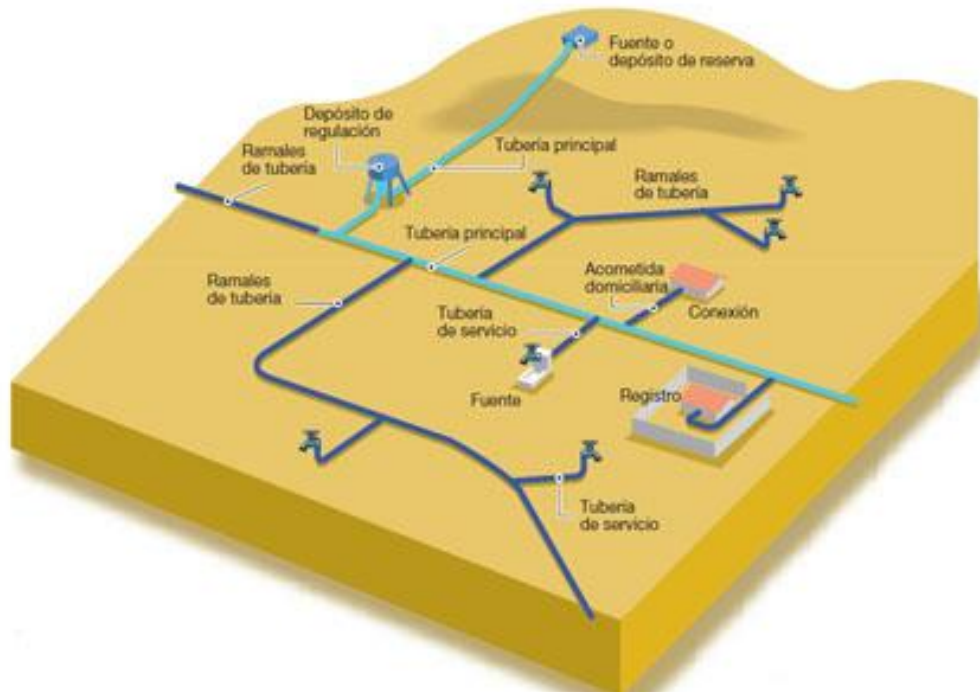
De la figura 11 se identifica lo siguiente:

- *A, punto de levantamiento. En este punto, el agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma o incluso cuando ha transcurrido ya algún tiempo después de que cesó de llover, dependiendo de varios factores, entre los que se pueden mencionar el tamaño de la cuenca, su sistema de drenaje y suelo, la intensidad y duración de la lluvia, etc.*
- *B, pico. El gasto máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto máximo más importante de un hidrograma para fines de diseño.*
- *C, punto de inflexión. En este punto es aproximadamente cuando termina el flujo sobre el terreno, y, de aquí en adelante, lo que queda de agua en la cuenca escurre por los canales y como escurrimiento subterráneo.*
- *D, final del escurrimiento directo. De este punto en adelante el escurrimiento es solo de origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión, aunque pocas veces se distingue de fácil manera.*
- *T_p , tiempo pico. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el pico del hidrograma.*
- *T_b , tiempo base. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento directo. Es, entonces, el tiempo que dura el escurrimiento directo.*

El tiempo base de un hidrograma puede ser desde algunos minutos hasta varios días, y el pico puede tener valores del orden de unos cuantos litros por segundo hasta miles de metros cúbicos por segundo. El área bajo el hidrograma, es el volumen total escurrido; el área bajo el hidrograma y arriba de la separación entre gasto base y directo, es el volumen de escurrimiento directo.

CAPÍTULO 3.

REDES DE AGUA POTABLE EN LA ALCALDÍA IZTACALCO



Capítulo 3. Redes de agua potable en la alcaldía Iztacalco.

En México, dentro del marco normativo y en la ejecución de grandes obras hidráulicas, la CONAGUA es responsable del manejo y control de los recursos hídricos. Para la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM), que incluye el Área de Conservación Ecológica (ACE), el Gobierno de la Ciudad ha establecido un marco de lineamientos sobre el uso racional de los recursos hídricos. Este marco se apoya en tres principios de naturaleza:

- Ambiental, a través del cual se busca detener la sobreexplotación de los acuíferos.
- Social, para fomentar entre los usuarios una cultura sobre el uso eficiente del recurso agua.
- Economía y financiera, a efecto de lograr eficiencia en la provisión de los servicios.

Para esto, el responsable de administrar el agua en la Ciudad de México es el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACMEX), el cual está sectorizado en la Secretaría del Medio Ambiente y su objetivo es prestar los servicios públicos de suministro de agua potable, drenaje, alcantarillado, tratamiento de aguas residuales y reutilización. Operar, mantener y construir la infraestructura hidráulica; explotar, usar, aprovechar las aguas, su distribución y control, así como la preservación de su cantidad y calidad.

3.1 Datos de proyecto.

Iztacalco es una de las 16 alcaldías que conforman la Ciudad de México, presenta una superficie de 23.3 km² y ocupa el 1.57% del territorio de toda la Ciudad de México. Limita al norte con las demarcaciones territoriales de Venustiano Carranza y Cuauhtémoc, al poniente con Benito Juárez, al sur con Iztapalapa y al oriente con el municipio de Nezahualcóyotl en el Estado de México, figuras 12 y 13. Es la más pequeña de las dieciséis que comparten el territorio capitalino y alberga una población cercana a los 400 mil habitantes, su clima predominante es seco

semiseco templado (79%) y templado subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad (21%).



Figura 12. Zona de estudio

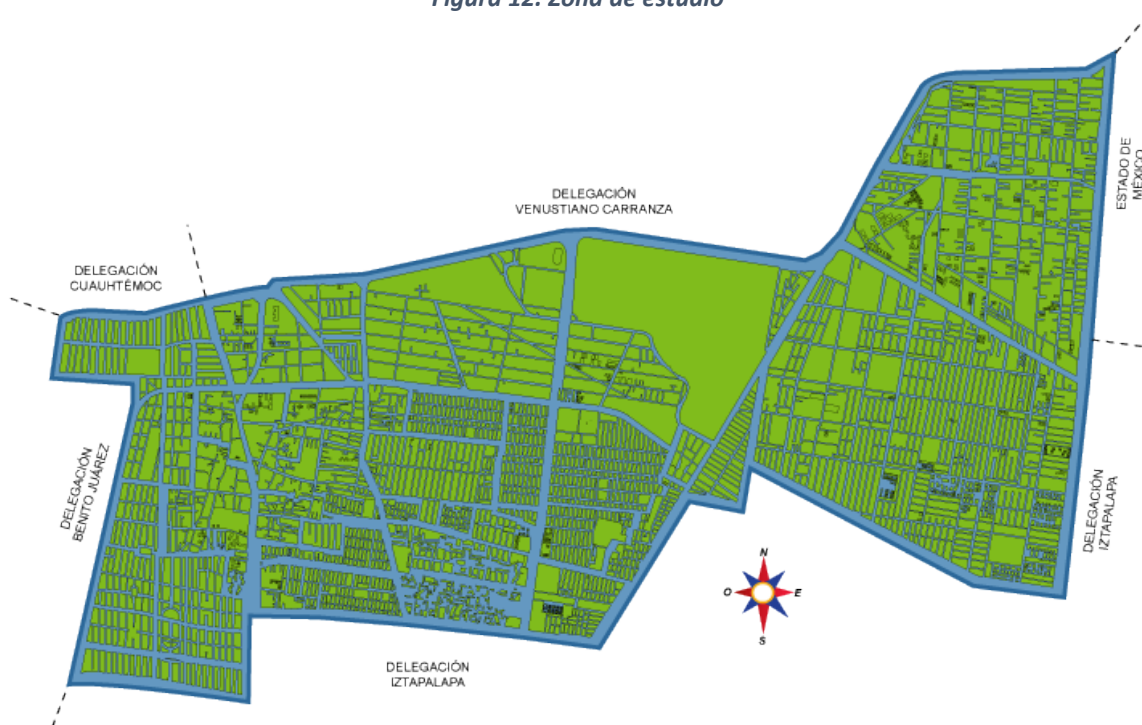


Figura 13. Límites de la Alcaldía Iztacalco

Fisiografía

La alcaldía Iztacalco se localiza dentro del Eje Neovolcánico, donde predominan materiales volcánicos y depósitos sedimentarios del cuaternario, en una planicie muy amplia de 3,341 ha constituida principalmente por depósitos lacustres. La distribución de las topoformas en la delegación está en función de la topografía; en ésta predomina una extensión de llanura lacustre seguida por la llanura lacustre salina, Figura 14

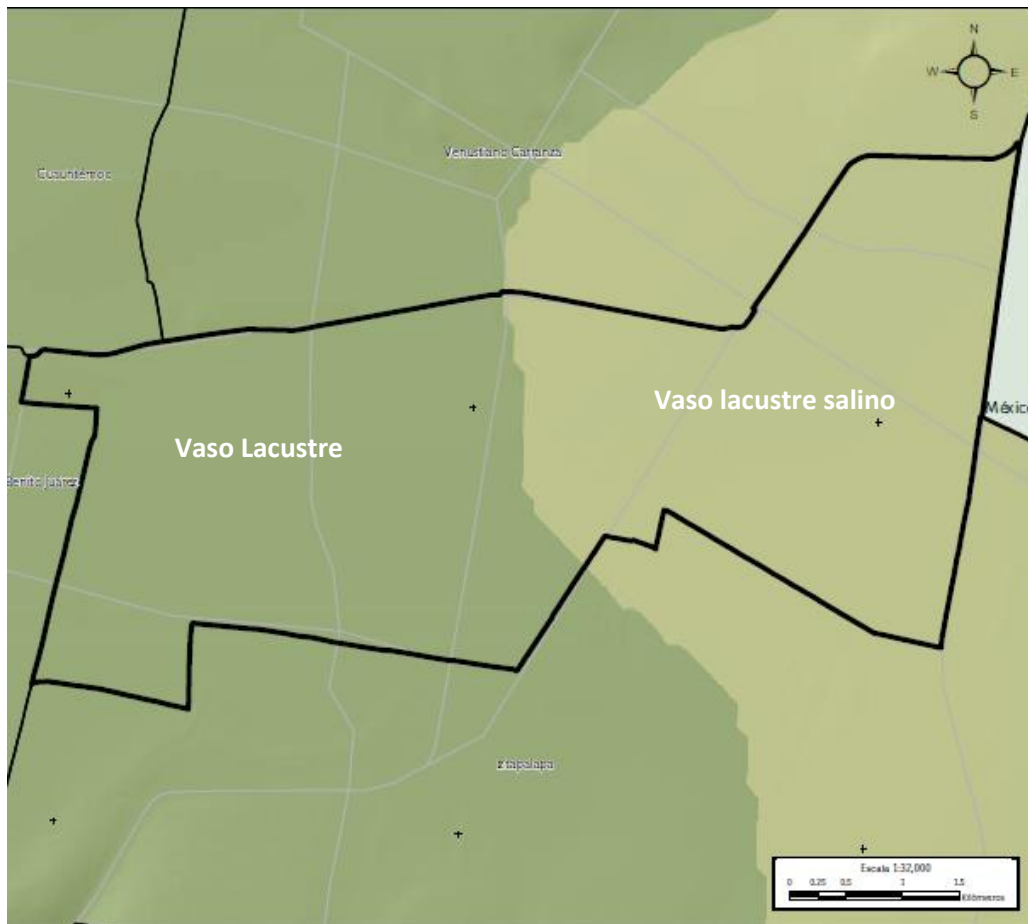


Figura 14. Fisiografía alcaldía Iztacalco

Hidrología

La alcaldía Iztacalco se emplaza en la Región Hidrológica 26 del Pánuco (RH26) correspondiente a la cuenca del río Moctezuma; tiene una longitud de 1,490 km y abarca un área de 4,362,200 ha (Simulador de flujos de Cuencas Hidrográficas

INEGI, 2011). La subcuenca en la que se encuentra la alcaldía recibe el nombre de Lago de Texcoco – Zumpango y es de carácter endorreico. Los canales superficiales que conforman la hidrografía de la alcaldía corresponden a los canales entubados Churubusco y La Piedad. Los dos fluyen de acuerdo con los límites septentrionales y meridionales de la alcaldía. Figura 15.

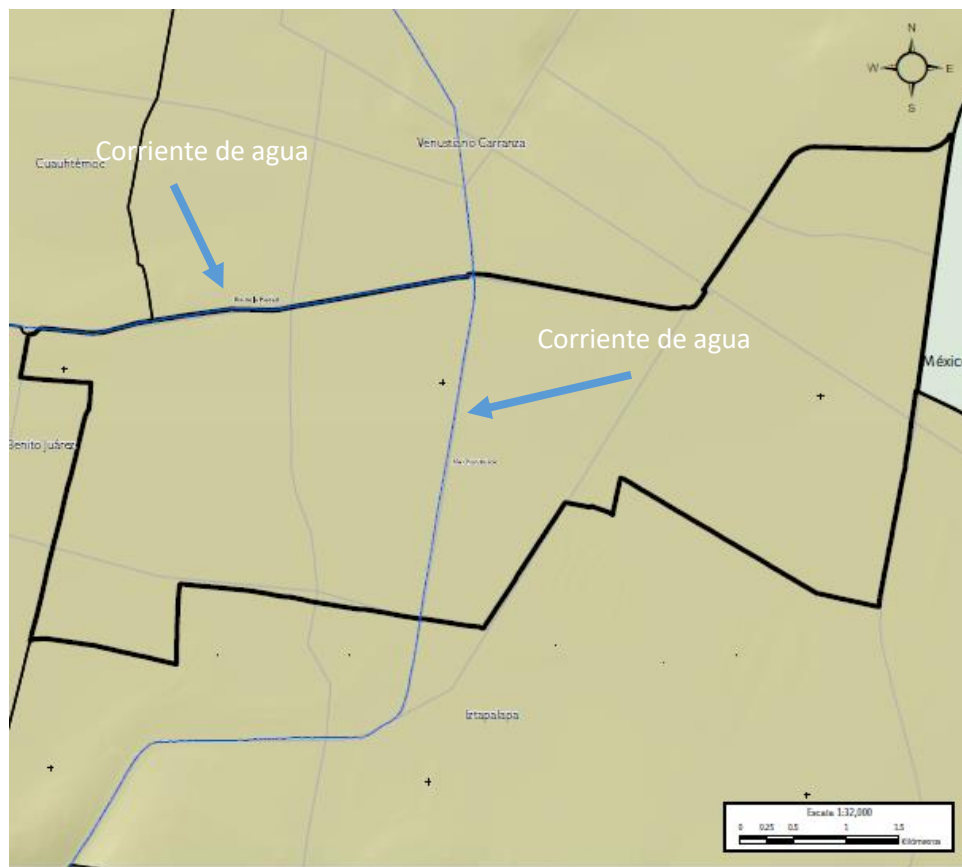


Figura 15. Hidrología de la alcaldía Iztacalco

El uso de suelo de la alcaldía corresponde al área urbana en su 100% de la cual la mayor parte corresponde a zonas habitacionales (50%), seguida de uso de suelo mixto (21%), zonas de equipamiento (16%), industrias (11%) y áreas verdes (2%).

Infraestructura hidráulica

Para el año 2000 el nivel de cobertura de agua potable en la delegación fue del 98.6 %. La fuente de abastecimiento en la alcaldía es por medio de pozos profundos, al año 2016 contaba con 10 pozos con un volumen promedio diario de extracción de 24 metros cúbicos.

Fuentes de abastecimiento y volumen promedio diario de extracción de agua por delegación según principales tipos de fuente 2016

Cuadro 4.17

Delegación	Fuentes de abastecimiento a/			Volumen promedio diario de extracción E/ (Miles de metros cúbicos)		
	Total	Pozo profundo	Manantial	Total	Pozo profundo	Manantial
Ciudad de México	530	513	17	1 288	1 227	61
Ávaro Obregón	37	33	4	60	43	17
Azcapotzalco	31	31	0	77	77	0
Benito Juárez	26	26	0	76	76	0
Coyoacán	82	82	0	237	237	0
Cuajimalpa de Morelos	5	2	3	16	2	14
Cuauhtémoc	5	5	0	9	9	0
Gustavo A. Madero	9	9	0	3	3	0
Iztacalco	10	10	0	24	24	0
Iztapalapa	71	71	0	160	160	0
La Magdalena Contreras	9	6	3	9	6	3
Miguel Hidalgo	29	29	0	64	64	0
Milpa Alta	19	19	0	55	55	0
Tláhuac	22	22	0	31	31	0
Tlalpan	89	82	7	226	199	27
Venustiano Carranza	8	8	0	12	12	0
Xochimilco	78	78	0	229	229	0

Figura 16. Fuentes de abastecimiento Ciudad de México. Fuente INEGI, 2016

En el 2016, contaba con dos sistemas de abastecimiento, que abastecía alrededor de 52,236 tomas domiciliarias, de las cuales 41,010 correspondían a uso doméstico, 3,750 a uso no doméstico y 7,476 a uso mixto.

La distribución reportada por el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACMEX) integra una red primaria de 38.9 km de tubería, ésta posteriormente se

distribuye a las redes secundarias conformadas por 524.9 km, para alimentar las tomas domiciliarias. Figura 16.

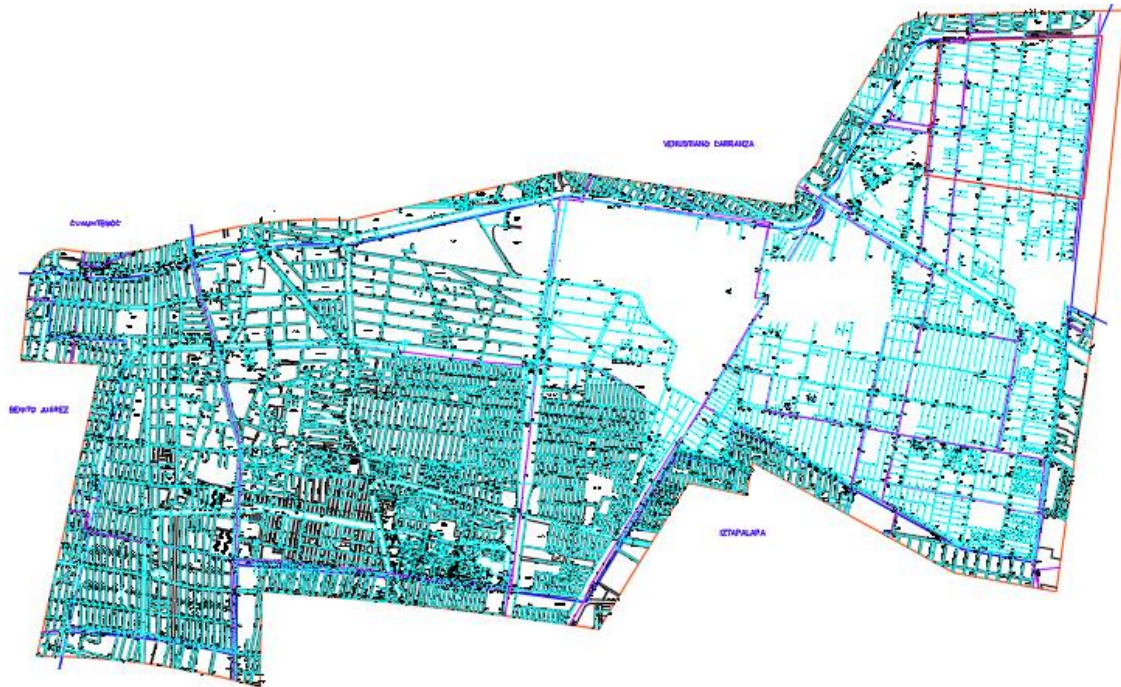


Figura 17. Red primaria y secundaria, alcaldía Iztacalco

3.2 Límites del sector.

La sectorización de la red de distribución contempla un polígono con un área de 1.46 km², al noreste de la delegación Iztacalco. Comprende una parte de la colonia Agrícola Pantitlán, colindando con el municipio de Nezahualcóyotl en el Estado de México.

El polígono del sector se encuentra limitado al norte por la Av. Río Churubusco, al sur con la Avenida Norte, al este con la calle 7 (Anillo Periférico) que es frontera con el Estado de México y a oeste con la calle 1, Figura 17.



Figura 18. Polígono que representa los límites del sector

Para determinar los límites del sector se siguió la red de distribución (red primaria), tratando de que no se tuvieran muchos cambios de dirección y que no se nos presentarán diferencias de niveles muy pronunciados, Figura 18.

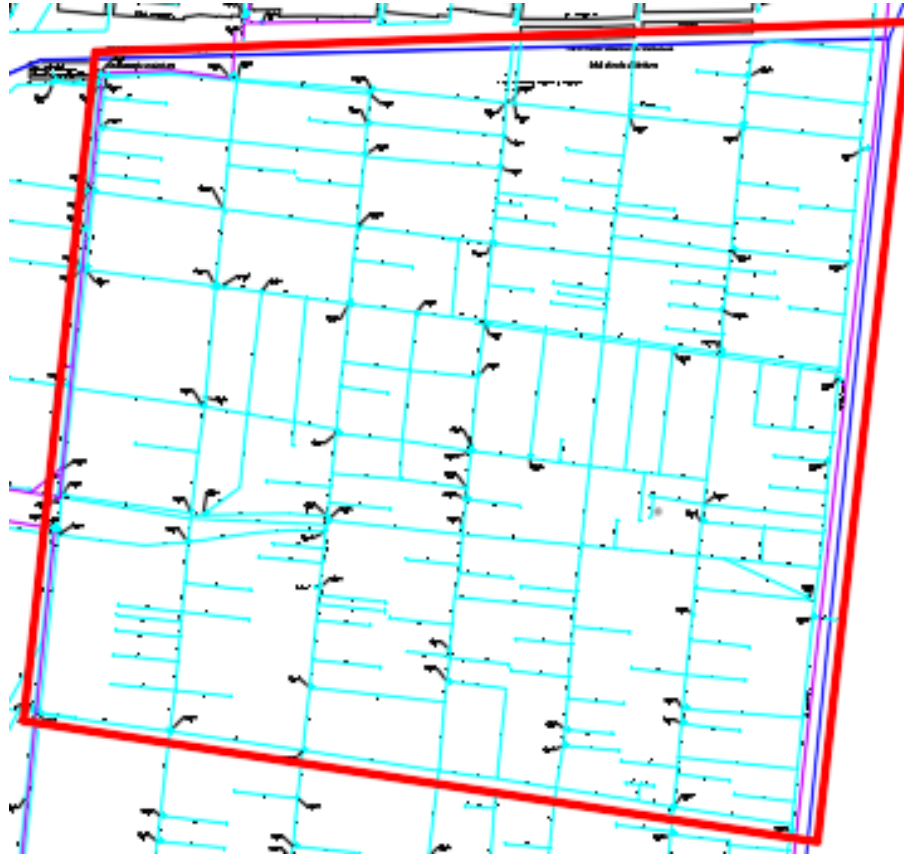


Figura 19. Límites del sector considerando la red de distribución

3.3 Descripción de entradas.

Como entradas al sector se consideran todas aquellas que tienen una conexión entre la red primaria y la red secundaria. En este caso se cuenta con 7 entradas al sector todas están directamente conectadas a la red principal, no se tiene la presencia de algún pozo, una de la red que alimenta al sector es el Acueducto Peñón. Dentro del sector se encuentran talleres del metro, así como de industrias las cuales no tienen conexión directa con las redes principales. La ubicación de las entradas se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1. Ubicación de entradas

Descripción de Entradas			
Entrada	Ubicación	Diámetro red principal (mm)	Diámetro red secundaria (mm)
1	Calle 1 esquina con Calle Texcoco	500	100
2	Calle 1 esquina con Av. Unión	500	300
3	Calle 1 esquina con Av. Xochimilco (Talleres Gráficos)	500	300
4	Av. Xochimilco y Av. Central	500	300
5	Calle 1 esquina con Av. Norte	500	300
6	Av. Xochimilco esquina con Av. Pantitlán	1220	150
7	Calle 7, Esquina con Prosperidad	1220	300



Figura 20. Ubicación en Google Earth de las entradas al sector

Para que el sector funcione adecuadamente se debe reducir en lo más posible el número de entradas esto con el fin de evitar que alguna de ella funcione como salida. Lo ideal es contar con solo dos entradas, en el modelo se hace una simulación cerrando alguna de esas entradas para ver cómo se comporta el flujo dentro del sector, así como cuidar que no se presenten presiones negativas.

Una alternativa es reducir el número de entradas para evitar que alguna de ellas funcione como salida, para hacer la simulación de esta se optó por tener solo 3 entradas.

3.4 Topografía.

La alcaldía Iztacalco se ubica en la zona geográfica del altiplano mexicano donde el suelo es plano y las pendientes son menores a 5°. La altura máxima presente en esta zona es de 2,300 msnm, y la mínima es de 2,200 msnm, Figura 20.

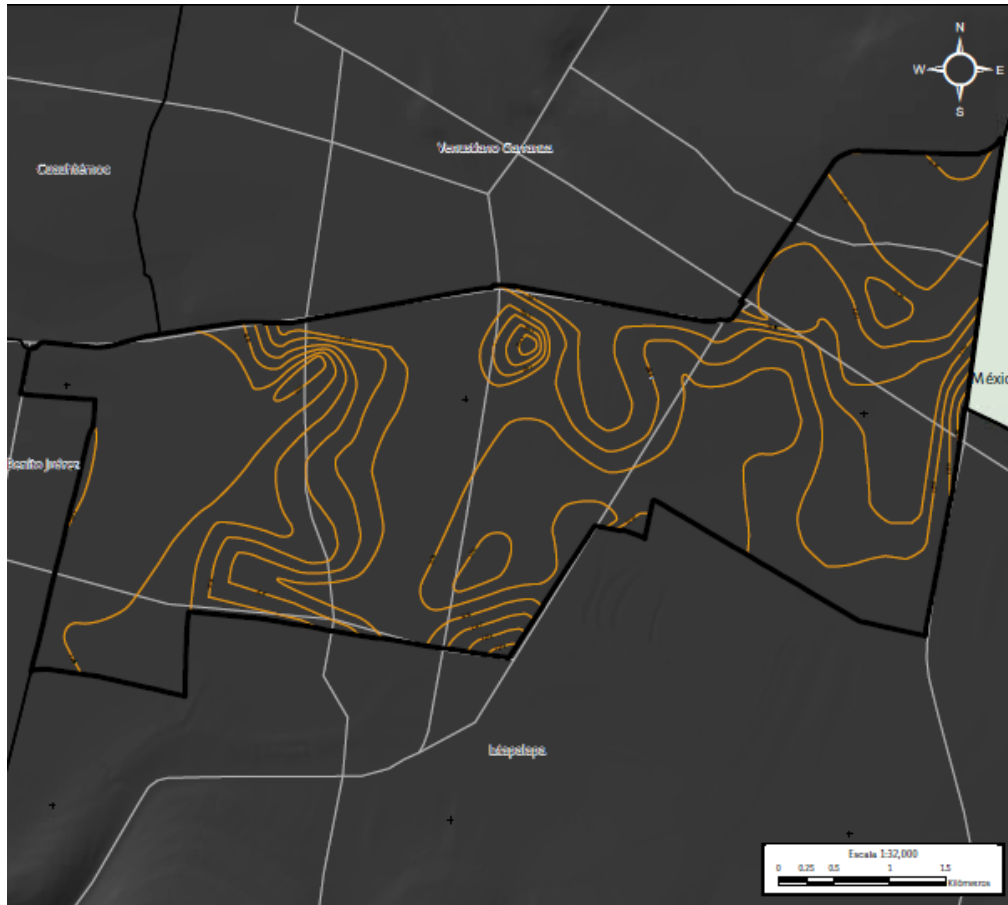


Figura 21. Topografía de la alcaldía Iztacalco

Para conocer las elevaciones topográficas que hay dentro del límite del sector, se toman algunos de los datos que vienen especificados en el plano de catastro y para todas aquellas elevaciones que no se tienen con ayuda de Google Earth e interpolaciones con los datos conocidos se complementa la información topográfica para poder colocarlas en el modelo.

Las figuras 21 a 24 muestran los perfiles de elevaciones de las calles que funcionan como límite del sector.

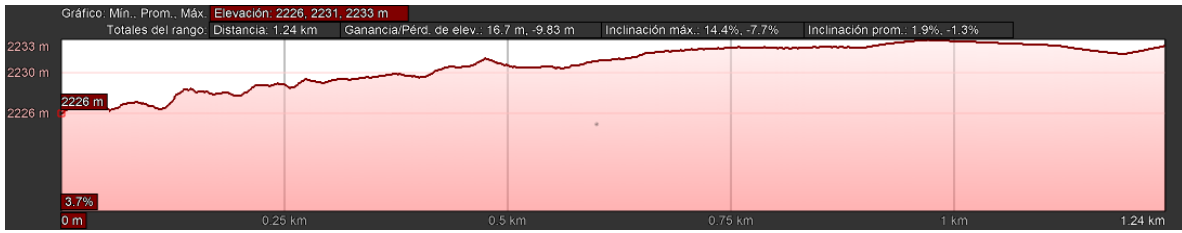


Figura 22. Perfil de elevación, Av. Norte (límite sur del sector)

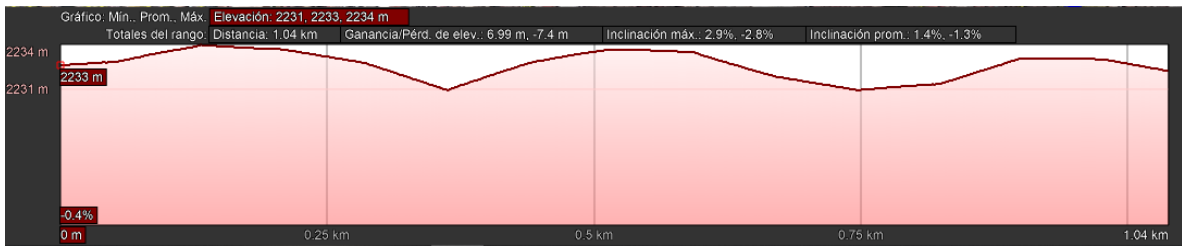


Figura 23. Perfil de elevación, Calle 1 (límite oeste del sector)

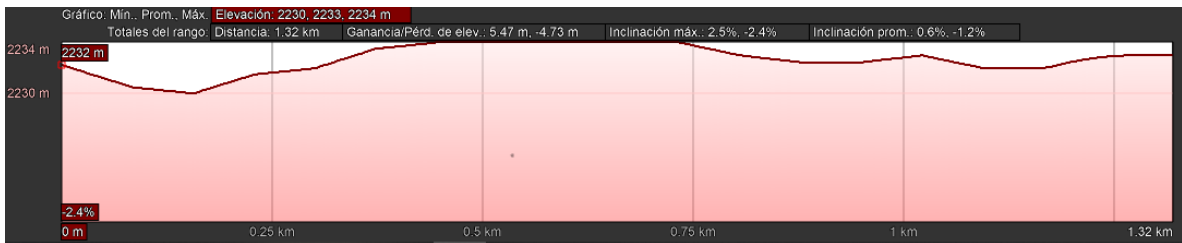


Figura 24. Perfil de elevación, Av. Río Churubusco (límite norte del sector)

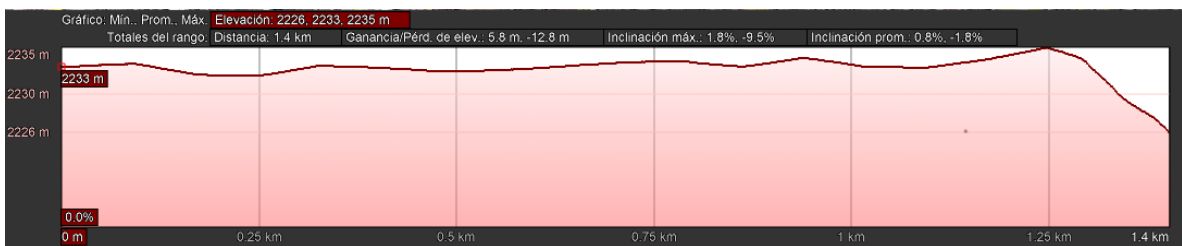


Figura 25. Perfil de elevación, Av. Norte (límite sur del sector)

3.5 Población.

Para la determinación de la población, se toma como base la información de la encuesta intercensal 2015, conociendo la población total de la alcaldía tanto para 2010 como 2015 se calcula una tasa de crecimiento para proyectar al año 2020 (año en que se llevaría a cabo el censo) y así conocer la población más actual en la zona de estudio.

La población que proporciona el INEGI es de toda la alcaldía, por lo que se analizará por polígono, estos polígonos en su mayoría están conformados por uno o varias manzanas, esto se hizo con el fin de conocer solo la que vive en parte de la Col. Agrícola Pantitlán que es a la que pertenece la zona de estudio.

En la Tabla 2 se presenta la población por cada uno de los polígonos, resultando una población de 27,312 habitantes (INEGI 2015).

Tabla 2. Cálculo de población por polígono (2015)

POBLACIÓN POR POLÍGONO (2015)

Polígono	Población (hab)	Polígono	Población (hab)	Polígono	Población (hab)	Polígono	Población (hab)
1	963	11	608	21	793	31	1,344
2	1,917	12	786	22	504	32	585
3	1,365	13	896	23	152	33	621
4	1,585	14	178	24	299	34	471
5	1,080	15	284	25	810	35	436
6	132	16	0	26	1,201	36	459
7	1,408	17	751	27	572	37	0
8	100	18	1,086	28	715	38	470
9	778	19	869	29	593	39	574
10	145	20	1,115	30	659	40	8
Total	9,473	Total	6,573	Total	6,298	Total	4,968

Para la determinación de la población al año 2020, lo primero que se tiene que tomar en cuenta es el porcentaje que representa con respecto a la total de la alcaldía. La zona de estudio representa aproximadamente el 7% del total.

La tasa de crecimiento para toda la alcaldía es de 0.33%, es relativamente pequeña lo que nos indicaría que en 5 años la población no aumentaría mucho. Aproximadamente al año 2020, la población en la alcaldía sería de 397,267 habitantes, en la zona de estudio habitarían un total de 27,809 que en realidad no representa un aumento significativo.

Los polígonos de análisis se muestran en la figura 25.



Figura 26. Polígonos de la zona de estudio

3.6 Consumos.

El consumo es el volumen de agua utilizado para cubrir las necesidades de los usuarios. Hay tres tipos de consumos: doméstico, no doméstico (dividido en comercial e industrial) y público. Este se obtiene directamente de las mediciones en las tomas domiciliarias.

El consumo es la parte del suministro de agua potable que generalmente utilizan los usuarios, sin considerar las pérdidas en el sistema. Se expresa en unidades de m³/d o l/d, o bien cuando se trata de consumo per cápita se utiliza l/hab/día. Los organismos operadores lo manejan regularmente en m³/toma/mes.

En la Tabla 3 se muestran los consumos por bimestre (año 2017), estos son los que se facturan con las lecturas de micromedidores.

Tabla 3. Consumos por bimestre en la zona de estudio

REPORTE DE CONSUMOS DE AGUA (m³) POR BIMESTRE

Uso	Consumo (m ³)							Usuarios Medidos	Usuarios No Medidos
	Bimestre 1	Bimestre 2	Bimestre 3	Bimestre 4	Bimestre 5	Bimestre 6	Total		
Doméstico	332,985	371,423	359,332	301,570	283,029	247,186	1,895,525	6,610	803
Mixto	37,327	47,328	38,926	31,346	30,451	26,977	212,355	1,281	40
No Doméstico	15,678	7,873	15,856	13,566	6,500	5,554	65,027	200	8
Total	385,990	426,624	414,114	346,482	319,980	279,717	2,172,907	8,091	851

En la tabla anterior también se especifican los usuarios medidos y no medidos para cada tipo, con estos se pueden determinar los gastos de diseño, es decir, gasto medio y gasto máximo diario, una vez que se conocen se puede determinar el que se ingresará al modelo de EPANET.

Para conocer los gastos es necesario conocer el consumo en todo el año, considerando los usuarios medidos y no medidos, esto se logra haciendo una

estimación del volumen no medido con una relación del volumen medido, esos cálculos se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4. Estimación de volúmenes totales (medido y no medido)

Uso	Usuarios Medidos	Usuarios No Medidos	Volumen medido (m ³)	Volumen no medido (m ³)	Consumo total (m ³ /año)
Doméstico	6,610	803	1,895,525	230,273	2,125,798
Mixto	1,281	40	212,355	6,631	218,986
No Doméstico	200	8	65,027	2,601	67,628
Total	8,091	851	2,172,907	239,505	2,412,412

Estos consumos totales sirven para determinar el gasto medio, que se calcula con la expresión siguiente (MAPAS, Datos Básicos, CONAGUA):

$$Q_{med} = \frac{Dotación * Población}{86400}$$

En este caso el consumo total representa el numerador, pero este se encuentra en m³/año por lo que es necesario transformarlo a l/s. Haciendo operaciones el gasto medio resulta de:

$$Q_{med} = 76.50 \text{ l/s}$$

El siguiente gasto que hay que conocer es el gasto máximo diario, que se determina con la ecuación siguiente (MAPAS, Datos Básicos, CONAGUA):

$$Q_{Md} = CV_d Q_{med}$$

Aquí se toma un coeficiente de variación diaria de 1.4, por lo que el gasto máximo diario resulta de:

$$Q_{Md} = 107.10 \text{ l/s}$$

En el caso del modelo EPANET, se requiere colocar una demanda base, que en este caso es el resultado de dividir el gasto máximo diario entre el número de nodos que se dibujaron. El total de nodos resultó en 302 por lo que el gasto por nodo es de 0.35 litros por segundo.

3.7 Patrón de demanda.

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

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante todo el año, ni día, sino que la demanda varía de forma diaria y horaria.

Para la determinación del coeficiente de variación diaria, es conveniente en primera instancia analizar los registros de las mediciones de las fuentes para determinar el orden de dicho factor, el cual debe estar dentro del rango establecido.

En el caso de la Ciudad de México, en el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento en su libro 4, presenta los coeficientes de variación horaria (figura 26), mismos que se acepta como el padrón de demanda para el análisis de la red secundaria (Gráfica 1).

t (h)	q/q_{med}	t (h)	q/q_{med}
0	0.570	12	1.495
1	0.560	13	1.430
2	0.550	14	1.350
3	0.560	15	1.250
4	0.580	16	1.175
5	0.650	17	1.125
6	0.800	18	1.100
7	1.000	19	1.075
8	1.300	20	1.000
9	1.425	21	0.780
10	1.475	22	0.650
11	1.500	23	0.600

Figura 27. Coeficientes de variación horaria para la Ciudad de México

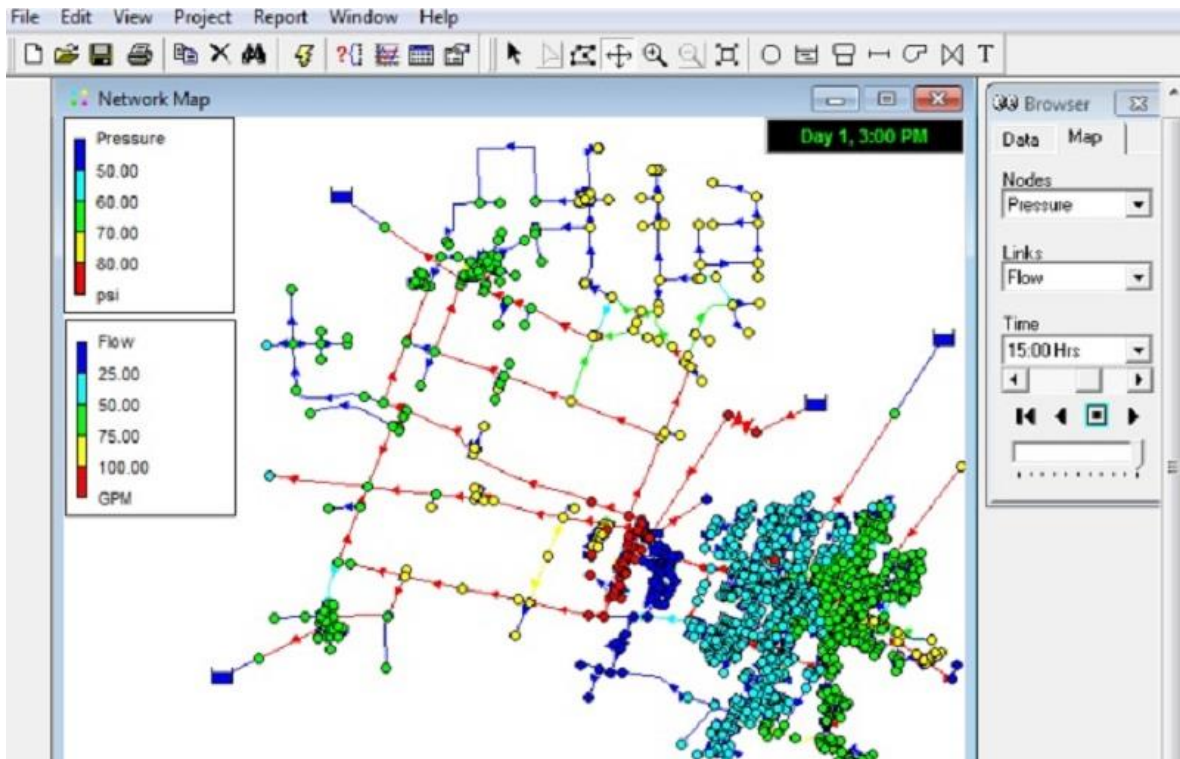


Gráfica 1. Padrón de demanda para la Ciudad de México

CAPÍTULO 4.

ANÁLISIS

HIDRÁULICO



Capítulo 4. Análisis hidráulico.

4.1 Modelo EPANET. Descripción del software.

La ingeniería de las últimas décadas ha visto la interrupción de numerosos paquetes informáticos destinados a facilitar el diseño y cálculo de sistemas físicos. Las redes de distribución de agua a presión, cuyo análisis comprobaba complejos y tediosos cálculos, también se ha beneficiado de eso.

Con el objetivo de solucionar este problema, la USEPA (*U.S. Environmental Protection Agency*), organización creada en 1970 en EE.UU. y encargada de velar por los recursos naturales del país, ha desarrollado un potente software informático ampliamente conocido en la actualidad: EPANET.

Este programa de dominio público permite calcular complejas redes de abastecimiento y riego, desde un punto de vista hidráulico y de calidad, ofreciendo una rápida capacidad de reacción, así como una previsión del comportamiento del sistema que ayuda a la toma de decisiones.

El programa, pionero en este tipo de cálculos y tomado como ejemplo, se caracteriza por su elevado nivel de fiabilidad, debido a que, con su uso continuo desde su creación, ha podido depurar muchos de los errores iniciales, corregido en cada nueva versión.

EPANET es un programa de ordenador que realiza simulaciones en periodos prolongados del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en las redes de suministro a presión. Una red puede estar constituida por tuberías, nudos (uniones entre tuberías), bombas, nudos de demanda, válvulas y depósitos de almacenamiento o embalses. Efectúa un seguimiento de la evolución de los caudales en las tuberías, las presiones en los nudos, los niveles en los depósitos, demanda en tanques y la concentración de las especies químicas presentes en el agua, a lo largo del periodo de simulación discretizado en múltiples intervalos de tiempo.

El programa proporciona un entorno integrado bajo Windows, para la edición de los datos de entrada a la red, la realización de simulaciones hidráulicas y de la calidad del agua, y la visualización de resultados en una amplia variedad de formatos. Entre éstos se incluyen mapas de la red codificados por colores, tablas numéricas, gráficas de evolución y mapas de isolíneas.

El éxito de EPANET radica en su potente simulador hidráulico que ofrece las siguientes prestaciones:

- ✓ No existe límite en cuanto al tamaño de la red que puede procesarse.
- ✓ Las pérdidas de carga pueden calcularse mediante las fórmulas de Hazen-Williams, de Darcy-Weisbach o de Chezy-Manning.
- ✓ Contempla pérdidas menores en codos, accesorios, etc.
- ✓ Admite bombas de velocidad fija o variable.
- ✓ Determina el consumo energético y sus costos.
- ✓ Permite considerar varios tipos de válvulas, tales como válvulas de corte, de retención, y reguladoras de presión y caudal.
- ✓ Admite depósitos de geometría variable (esto es cuyo diámetro varíe con el nivel).
- ✓ Considera diferentes tipos de demanda en los nudos, cada uno con su propia curva de modulación en el tiempo.
- ✓ Permite modelar tomas de agua cuyo caudal dependa de la presión (por ejemplo, rociadores).
- ✓ Admite leyes de control simples, basadas en el valor del nivel en los depósitos o en la hora prefijada por un temporizador, y leyes de control más complejas basadas en reglas lógicas.

En general, tanto EPANET como el resto de los programas dirigidos al cálculo de redes, necesita la definición de los siguientes componentes, con el objetivo de obtener un modelo de la red lo más próximo a la realidad.

- **Componentes físicos**

- ❖ *Elementos puntuales: nudos de caudal, embalse, depósitos.*

❖ *Elementos lineales: tuberías, bombas, válvulas.*

▪ **Componentes no físicos**

- ❖ *Curvas de comportamiento.*
- ❖ *Curvas de modulación o patrones.*
- ❖ *Leyes de control.*

El comportamiento de cada uno de estos elementos se rige por las ecuaciones de continuidad en nudos y de conservación de la energía, así como la relación entre la diferencia de alturas piezométricas de los extremos de cada elemento lineal y su caudal circulante. Estas expresiones relacionan las incógnitas que buscamos (caudal y presiones) con los parámetros y resto de variables que definen a una red.

4.2 Calibración del modelo.

En la calibración del modelo se siguen de manera general los siguientes pasos:

- Mediciones de presión y caudal, las cuales se realizan en algunos puntos de la red, para diferentes estados de carga;
- Ajuste del modelo. Se reproducen con el modelo los estados de carga de las mediciones. Se comparan los valores de presión y caudal medidos en la red con los obtenidos por el modelo de simulación hidráulico, y se ajustan los diferentes parámetros como el coeficiente de rugosidad de las tuberías, y la demanda;
- Resultados y conclusiones.

Al final del proceso se obtiene un modelo hidráulico calibrado, que permitirá realizar simulaciones con cualquier estado de demanda en la red.

4.3 Pérdidas de energía por fricción.

Las pérdidas por fricción se presentan porque al estar el fluido en movimiento habrá una resistencia que se opone a dicho movimiento, convirtiéndose parte de la energía del sistema en energía térmica, que se disipa a través de las paredes de la tubería por la que circula el fluido. Las válvulas y accesorios se encargan de controlar la dirección o el flujo volumétrico del fluido generando turbulencia local en el fluido, esto ocasiona una pérdida de energía que se transforma en calor. Estas últimas pérdidas son consideradas pérdidas menores ya que en un sistema grande las pérdidas por fricción en las tuberías son mayores en comparación a la de las válvulas y accesorios.

Orborne Reynolds (1883) con base en sus experimentos fue el primero que propuso el criterio para distinguir ambos tipos de flujo (laminar y turbulento) mediante el número que lleva su nombre, el cual permite evaluar la preponderancia de las fuerzas viscosas sobre las de inercia. En el caso de un tubo cilíndrico a presión, el número de Reynolds se define como:

$$R_e = \frac{VD}{\nu}$$

Donde V es la velocidad media, D el diámetro del conducto y ν la viscosidad cinemática del fluido.

Cuando la superficie de la pared de un conducto se amplifica, observamos que está formada por irregularidades o asperezas de diferentes alturas y con distribución irregular o aleatoria. Dicha característica es difícil de definir científicamente pues depende de factores como la altura media de las irregularidades de la superficie, la variación de la altura efectiva respecto a la altura media, la forma y distribución geométrica, la distancia entre dos irregularidades vecinas, etcétera.

Puesto que prácticamente es imposible tomar en consideración todos esos factores, se admite que la rugosidad puede expresarse por la altura media ϵ de las asperezas (rugosidad absoluta), como un promedio obtenido del resultado de un cálculo con las características del flujo, más no propiamente por el obtenido como

la medida de las alturas determinadas físicamente de la pared, en cada conducción. Es importante la relación de la rugosidad absoluta guarda con el diámetro del tubo, esto es, la relación ϵ/D , que se conoce como rugosidad relativa.

Tres conceptos geométricos de la sección de una conducción hidráulica, muy importantes en el cálculo de las pérdidas de fricción, son los siguientes:

Área hidráulica A, es decir, el área de la sección transversal ocupada por el líquido dentro del conducto.

Perímetro mojado P, que es el perímetro de la sección transversal del conducto en el que hay contacto con del líquido con la pared (no incluye la superficie libre si esta existe).

Radio hidráulico Rh, o sea la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado de la sección.

Fórmula de Darcy – Weisbach

Para flujo permanente, en un tubo de diámetro constante, la línea de cargas piezométricas es paralela a la línea de energía e inclinada en la dirección del movimiento. En 1850, Darcy, Weisbach y otros, dedujeron experimentalmente una fórmula para calcular en un tubo la pérdida por fricción:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}$$

Donde:

f factor de fricción (adimensional)

g aceleración de la gravedad, en m/s^2

h_f pérdida de energía por fricción, en m

D diámetro del conducto, en m

L longitud del tubo, en m

V velocidad media, en m/s

4.4 Fórmulas experimentales para la estimación del factor de fricción.

Poiseuille, en 1846, fue el primero en determinar matemáticamente el factor de fricción en flujo laminar y obtuvo una ecuación para determinar dicho factor, que es:

$$f = \frac{64}{Re}$$

La ecuación anterior es válida para tubos lisos o rugosos, en los cuales el número de Reynolds no rebasa el valor crítico 2300.

A partir de los resultados experimentales, acumulados hasta el año 1913, Blasius llegó a la importante conclusión de que existen dos tipos de fricción para el flujo turbulento en tubos. El primero está asociado con tubos lisos donde los efectos de viscosidad predominan y el factor de fricción depende únicamente del número de Reynolds. El segundo tipo se refiere a tubos rugosos donde la viscosidad y los efectos de la rugosidad influyen en el flujo, además de que el factor de fricción depende del número de Reynolds y de la rugosidad relativa.

Con base a sus propias experiencias y con los datos experimentales de Saph y Schoder, Blasius formuló la siguiente expresión para tubos lisos:

$$f = \frac{0.3164}{Re^{0.25}}$$

Las contribuciones más importantes las realizó Nikuradse, en Gotinga, alrededor de 1920. Este investigador obtuvo resultados de f contra Re , en tubos lisos, que comprendían valores de $Re = 3 \times 10^6$, obteniendo la siguiente expresión:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log Re \sqrt{f} - 0.8$$

O bien:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{Re \sqrt{f}}{2.51}$$

Nikuradse trabajó con tubos de rugosidad artificial perfectamente verificada en el laboratorio, mediante granos uniformes de arena adheridos con diferente distribución sobre la superficie interna del tubo. Una combinación juiciosa de ε y D le permitieron establecer seis valores distintos de la rugosidad relativa ε/D , que van de 1/30 hasta 1/1014. Además, obtuvo la ecuación que lleva su nombre, válida para tubos rugosos en la zona turbulenta y que es:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{D}{2\varepsilon} + 1.74$$

O bien

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71D}{\varepsilon}$$

Cuando el flujo es a régimen turbulento (Reynolds mayores o iguales a 4×10^3), el factor de fricción es calculado por la ecuación de Colebrook – White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

La ecuación de Swamee – Jain se usa para resolver directamente el factor de fricción de la ecuación de Darcy, Esta es una aproximación de la ecuación de Colebrook – White.

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2}$$

4.5 Resultados. Velocidades y presión en la red.

Para llevar a cabo el análisis del comportamiento de las redes en el sector, se emplea el modelo EPANET, para el uso de éste se deben proporcionar datos básicos como son elevaciones, diámetro, longitudes y rugosidad. La red actual de la Ciudad de México fue colocada alrededor de los años 80's, el material fue asbesto cemento, podemos notar que tiene 40 años de operación, lo cual implica que ya cumplió con su vida útil.

Para la rugosidad se toma la absoluta, que se proporciona en tablas, ya que el modelo emplea la ecuación de Darcy – Weisbach, se tiene que colocar una rugosidad para que este pueda hacer mediante su programación cálculos y arrojar resultados del comportamiento hidráulico de la tubería. La Tabla 5 presenta los valores de la rugosidad absoluta para algunos tipos de material de las tuberías.

Tabla 5. Rugosidad absoluta para diferentes materiales

MATERIAL	ϵ en mm
TUBOS REMACHADOS, CON FILAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES	
a) Espesor de lámina < 5 mm	0.65
b) Espesor de lámina de 5 a 12 mm	1.95
c) Espesor de lámina > 12mm o entre 6 y 12 mm, si las hileras de pernos tienen cubrejuntas	3
d) Espesor de lámina > 12 mm con cubrejuntas	5.5
Tubos remachados, con cuatro filas transversales y seis longitudinales con cubrejuntas interiores	4
Asbesto-cemento nuevo	0.025
Asbesto-cemento con protección interior de asfalto	0.0015
Concreto centrifugado, nuevo	0.16

La rugosidad que se consideró para hacer la simulación fue de 0.025, las unidades que se manejaron fueron litros por segundo, **presiones en mca** y velocidades en m/s.

Lo primero que se tiene que hacer es calibrar el modelo en condiciones actuales, es decir con todas las entradas y/o salidas que puedan existir en el sector. Al modelo se le agrega el patrón de demanda horaria que se mencionó en el Capítulo 3, esto

contribuirá a ver el comportamiento de consumo durante un día de análisis. En las figuras 27 a 30 se mostrarán los resultados obtenidos en una primera simulación.

Al realizar una calibración de un modelo es necesario que al software que se esté empleando se le introduzcan datos básicos del caso de estudio, en este caso se cuenta con el plano catastral de las redes de agua potable de la alcaldía Iztacalco, tales como, diámetro y longitud.

En la Tabla 6, se muestran los datos básicos que se ingresaron en EPANET para poder realizar las simulaciones.

Tabla 6. Datos básicos (longitud y diámetro)

Tubería ID	L (m)	D (mm)
1	211.73	100
2	36.95	500
3	217.24	300
4	215.76	100
5	218.12	300
6	88.66	100
7	13.7	300
8	90.42	300
9	186.5	300
10	17.55	100
11	96.4	100
12	62.37	100
13	184.27	300
14	56.53	300
15	24.59	300
16	84.22	100
17	48.48	300
18	193.95	100
19	19.72	300
20	191.31	300
21	191.91	100
22	56.3	300
23	86.12	300
24	34.17	300
25	102	100
26	211.04	500
27	2.13	100

Tubería ID	L (m)	D (mm)	Tubería ID	L (m)	D (mm)	Tubería ID	L (m)	D (mm)	Tubería ID	L (m)	D (mm)
28	47.55	300	53	217.98	100	78	47.23	100	103	46.25	300
29	210.99	100	54	109.13	100	79	39.86	100	104	3.06	300
30	39.17	300	55	217.66	100	80	24.35	100	105	48.57	300
31	103.43	100	56	7.22	300	81	15.93	100	106	102.83	100
32	36.53	300	57	67.27	300	82	46.44	100	107	64.5	300
33	101.07	100	58	69.31	100	83	66.39	100	108	54.03	300
34	28.1	300	59	19.82	100	84	99.17	100	109	95.89	100
35	211.54	100	60	107.79	100	85	73.62	100	110	71.53	300
36	4.72	100	61	107.74	100	86	15.79	100	111	72.27	300
37	126.68	300	62	89.5	100	87	176.59	100	112	70.14	300
38	5.97	300	63	216.73	300	88	2.92	100	113	198.35	100
39	211.04	300	64	101.91	100	89	124.69	100	114	200.9	100
40	192.28	300	65	211.17	100	90	71.02	100	115	76.95	100
41	173.07	300	66	210.94	100	91	39.26	100	116	191.91	100
42	3.47	300	67	38.61	100	92	97.83	100	117	219.23	300
43	2.5	500	68	106.4	100	93	191.91	500	118	200.15	100
44	3.38	500	69	104.55	100	94	125.52	500	119	222.47	100
45	52.13	300	70	104.41	100	95	323.73	500	120	6.71	300
46	8.98	300	71	104.45	100	96	2.64	500	121	7.08	300
47	5.93	500	72	104.22	100	97	45.84	500	122	11.34	300
48	288.08	300	73	3.75	100	98	299.51	500	123	27.32	300
49	2.27	300	74	4.95	100	99	8.06	300	124	82.09	100
50	5.88	300	75	211.27	300	100	46.49	300	125	23.43	300
51	58.34	50	76	214.42	100	101	5.51	300	126	102.79	100
52	211.36	300	77	66.26	100	102	94.78	100	127	40.61	300

Tubería ID	L (m)	D (mm)	Tubería ID	L (m)	D (mm)	Tubería ID	L (m)	D (mm)	Tubería ID	L (m)	D (mm)
128	9.4	100	153	219.69	100	178	16.39	300	203	38.1	300
129	11.85	300	154	165.06	100	179	24.21	300	204	33.66	300
130	14.63	300	155	54.03	100	180	41.39	300	205	111.26	300
131	25.6	300	156	125.89	100	181	67.18	300	206	242.06	100
132	64.31	300	157	109.45	300	182	58.11	300	207	66.12	300
133	44.77	300	158	57.41	300	183	5.69	300	208	91.49	100
134	101.91	300	159	52.83	300	184	10.7	150	209	49.96	300
135	221.92	300	160	108.06	100	185	93.99	100	210	91.16	100
136	94.45	300	161	77.97	100	186	113.67	100	211	95.56	100
137	96.44	300	162	107.05	100	187	62.51	100	212	40.28	100
138	133.11	300	163	110.38	100	188	85.66	300	213	97.42	100
139	58.34	300	164	100.01	100	189	109.96	100	214	192.24	100
140	193.16	300	165	218.49	100	190	108.76	300	215	27.32	300
141	93.99	300	166	87	100	191	111.63	100	216	16.58	300
142	40.51	300	167	109.31	100	192	11.16	300	217	78.94	100
143	69.22	300	168	109.96	100	193	60.61	300	218	36.76	300
144	69.17	100	169	88.25	100	194	17.92	300	219	33.38	300
145	6.57	300	170	110.38	100	195	44.68	300	220	54.22	300
146	37.6	100	171	218.63	100	196	11.9	300	221	89.82	100
147	64.91	300	172	108.94	100	197	49.54	300	222	71.95	100
148	21.67	300	173	102.74	100	198	12.55	300	223	79.08	100
149	103.71	100	174	71.16	100	199	40.19	300	224	14.72	300
150	25.65	300	175	53.29	300	200	44.49	300	225	88.57	100
151	21.85	300	176	51.95	300	201	40.98	300	226	15.83	300
152	222.05	100	177	40.74	300	202	12.78	300	227	44.4	300

Tubería ID	L (m)	D (mm)	Tubería ID	L (m)	D (mm)	Tubería ID	L (m)	D (mm)	Tubería ID	L (m)	D (mm)
228	99.55	300	253	93.16	100	278	58.01	150	303	56.53	100
229	93.71	300	254	35.05	300	279	5.74	100	304	91.67	100
230	99.41	150	255	50.42	300	280	55.93	150	305	90.05	100
231	93.76	150	256	25.97	300	281	77.32	150	306	91.4	100
232	5.83	100	257	69.08	300	282	1.34	100	307	55.47	100
233	5.93	300	258	90.61	100	283	202.75	100	308	24.31	100
234	203.95	300	259	56.53	100	284	202.1	100	309	77.65	100
235	204.37	100	260	93.43	100	285	200.2	100	310	53.99	100
236	38.38	100	261	15.42	100	286	57.13	100	311	15.97	100
237	96.21	100	262	191.5	100	287	31.9	100	312	90.61	100
238	47.69	100	263	36.67	100	288	23.84	100	313	91.63	100
239	49.17	100	264	3.94	100	289	77.09	100	314	11.34	100
240	128.58	300	265	192.33	100	290	78.02	100	315	53.75	100
241	86.91	100	266	27.78	100	291	39.73	100	316	26.07	100
242	192.42	100	267	191.08	100	292	81.95	100	317	23.43	100
243	85.1	100	268	29.12	100	293	5.83	100	318	23.06	100
244	90.19	100	269	89.36	100	294	33.01	100	319	15.97	300
245	193.86	100	270	11.02	100	295	28.66	100	320	101.26	300
246	75.24	300	271	27.73	100	296	55.14	100	321	97.09	100
247	27.27	300	272	88.11	100	297	53.75	100	322	87.92	100
248	29.03	300	273	38.43	100	298	45.84	100	323	95.42	100
249	28.66	300	274	91.3	100	299	135.01	100	324	82.6	300
250	91.16	100	275	6.32	100	300	52.18	100	325	192.1	100
251	52.69	300	276	58.01	300	301	41.76	100	326	75.33	100
252	96.03	100	277	28.79	300	302	41.76	100	327	85.24	100

Tubería ID	L (m)	D (mm)	Tubería ID	L (m)	D (mm)
328	84.91	300	353	41.81	100
329	90.42	100	354	60.47	100
330	87.78	300	355	94.36	100
331	41.56	300	356	52.83	300
332	66.26	150	357	154.5	100
333	63.38	150	358	184.69	100
334	62.69	150	359	9.58	100
335	6.62	300	360	26.58	300
336	8.15	300	361	163.72	300
337	102.51	100	362	96.21	100
338	99.82	100	363	96.58	100
339	89.31	300	364	193.81	100
340	63.43	100	365	83.15	300
341	64.68	100	366	94.96	100
342	46.95	300	367	193.02	100
343	90.19	100	368	52.46	300
344	48.99	300	369	87.04	100
345	91.12	100	370	98.29	100
346	40.56	300	371	37.18	300
347	196.54	100	372	12.22	150
348	25.28	300	373	341.97	1220
349	100.84	100	374	762.79	1220
350	96.26	100	375	13.98	300
351	56.81	300	376	5.65	300
352	56.02	100	377	176.91	1220

Las presiones máximas que se establecieron como límite aceptable fueron 20 m.c.a., se mostrará el comportamiento cuando el coeficiente de variación horaria es 1.0 que sería aproximadamente en la hora 7.

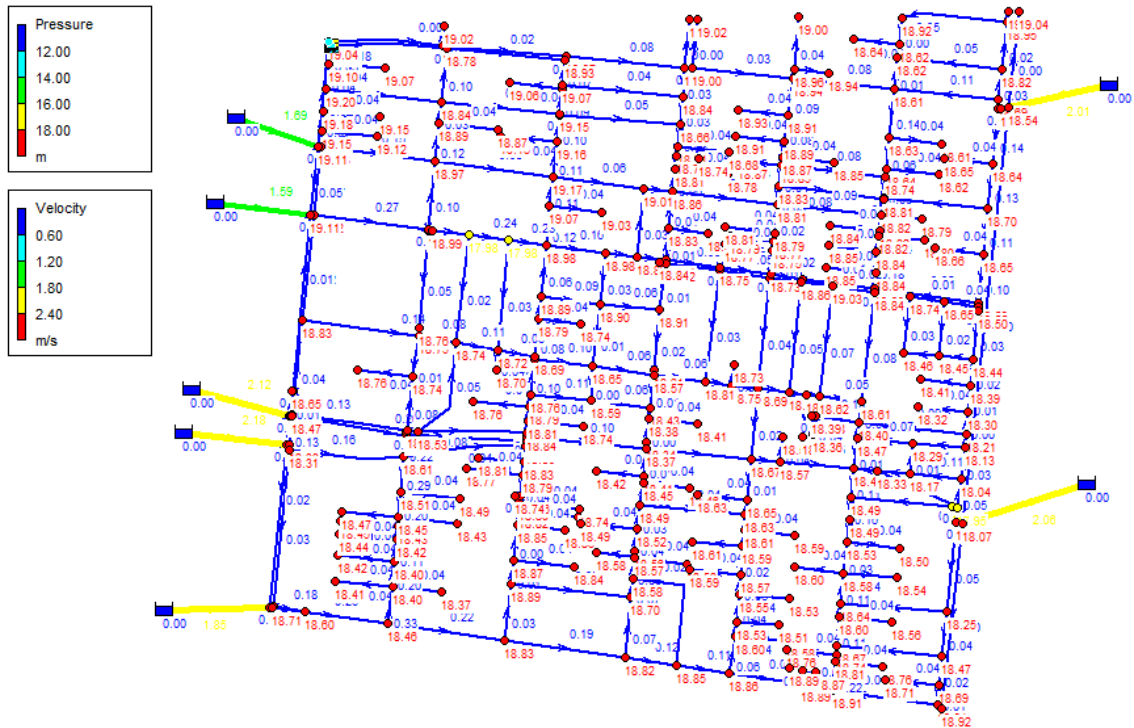


Figura 28. Simulación sin fugas todas las entradas

Como se sabe en las redes de distribución se presentan fugas, ya sea en la propia red o por tomas clandestinas, esto se tomó en consideración al momento de diseñarlas, en la Ciudad de México se estima que las pérdidas por fugas son del 40%. Para poder simularlas en modelo EPANET tiene una función llamada Emitter Coeff, que funciona como despresurización de la red o bien la simulación de orificios dentro de esta. Entonces para la simulación del porcentaje de fugas que presenta actualmente la red existente se modifica este coeficiente hasta obtener el porcentaje de fugas que queremos.

La primera simulación es para obtener el 10% de fugas, que sería un caso ideal lo que se vería reflejado en la eficiencia del sistema. El coeficiente con el cual se obtuvo el 10.26% de fugas fue con 0.009, aquí se consideraron todas las entradas. Figura 28.

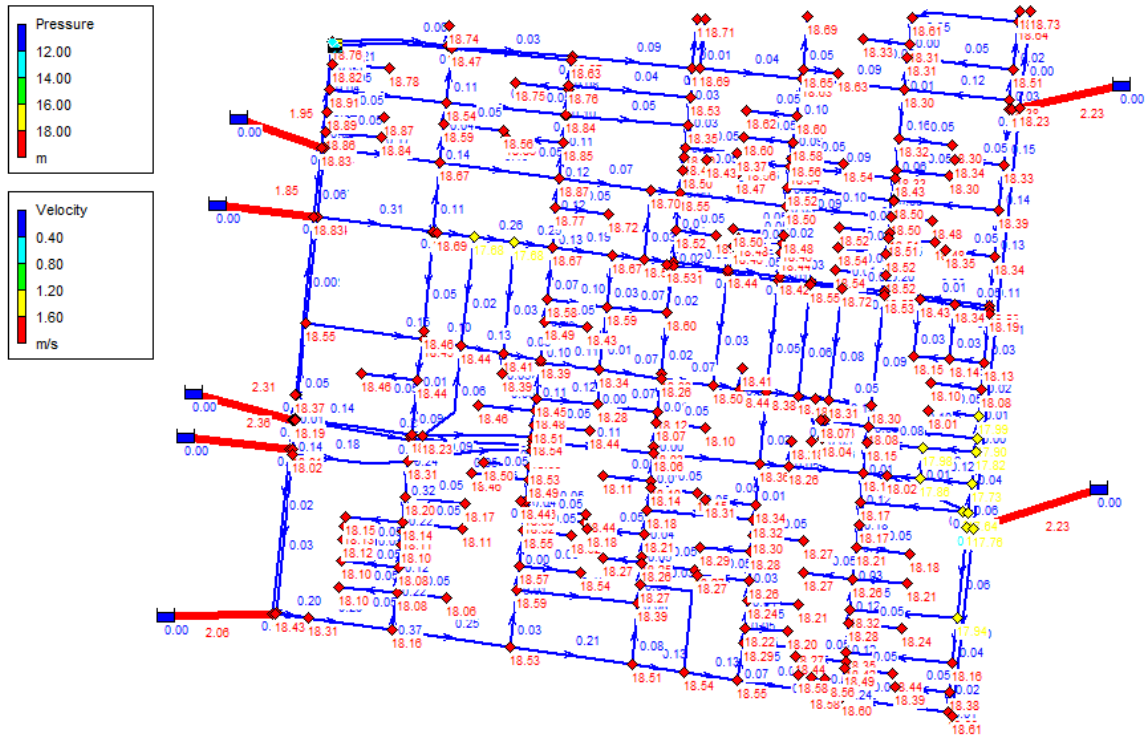


Figura 29. Simulación para un 10% de fugas con 7 entradas

Para el 20% de fugas, el coeficiente fue de 0.022 generando fugas del 20.45%, figura 29.

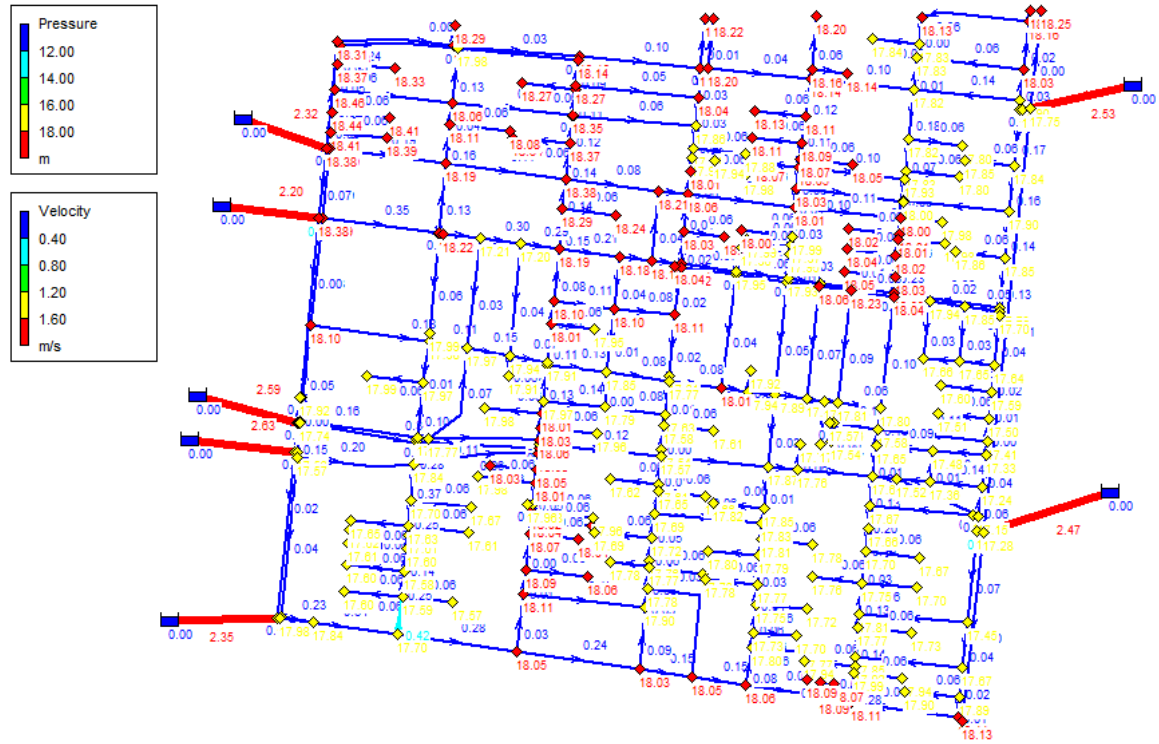


Figura 30. Simulación considerando 20% de fugas con 7 entradas

En el caso del 40% de fugas, el coeficiente fue de 0.060, figura 30.

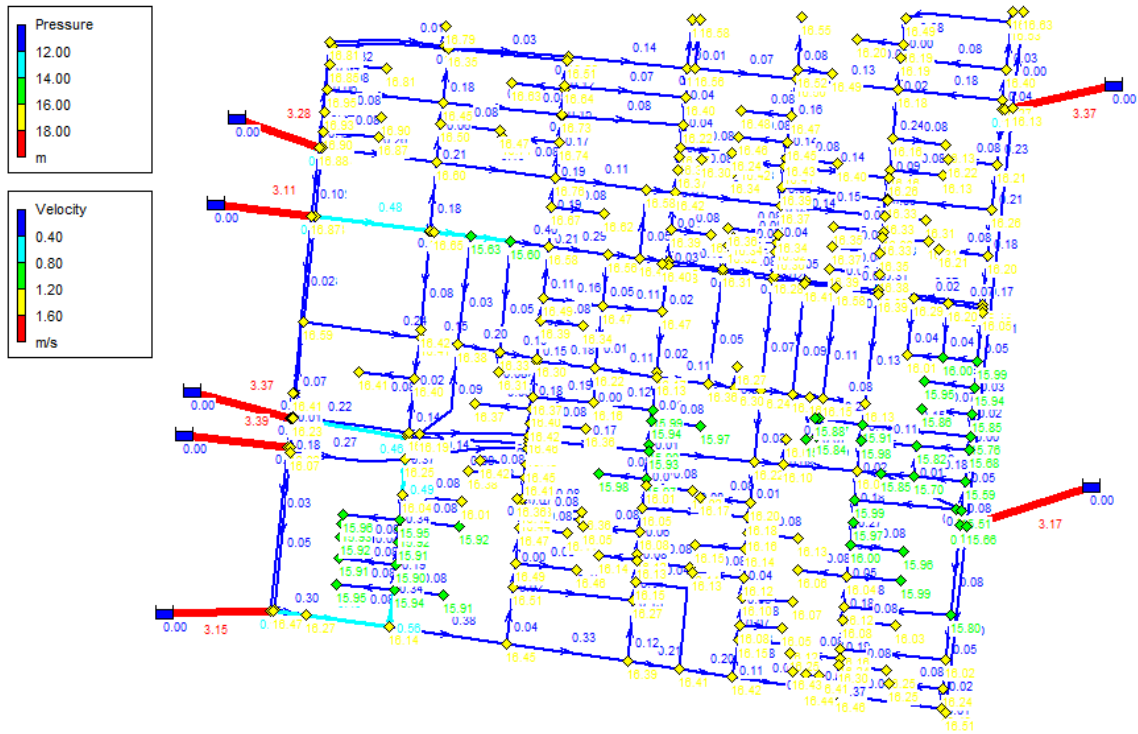


Figura 31. Simulación para el 40% de fugas con 7 entradas

Una vez que se simula con todas las entradas, se debe analizar cómo sería el comportamiento si solo se tiene 3 entradas, en la figura 31 se muestran las entradas mínimas que se consideraron y que serían las más apropiadas para el sector.



Figura 32. Ubicación de las entradas mínimas al sector

Para la simulación de este caso se sigue el mismo procedimiento que con la opción de tener las 7 entradas, aquí se puede notar que para obtener un porcentaje de fugas alto se necesita un coeficiente emisor grande.

Con un coeficiente de 0.012 se obtuvo un 10.26% de fugas, figura 32.

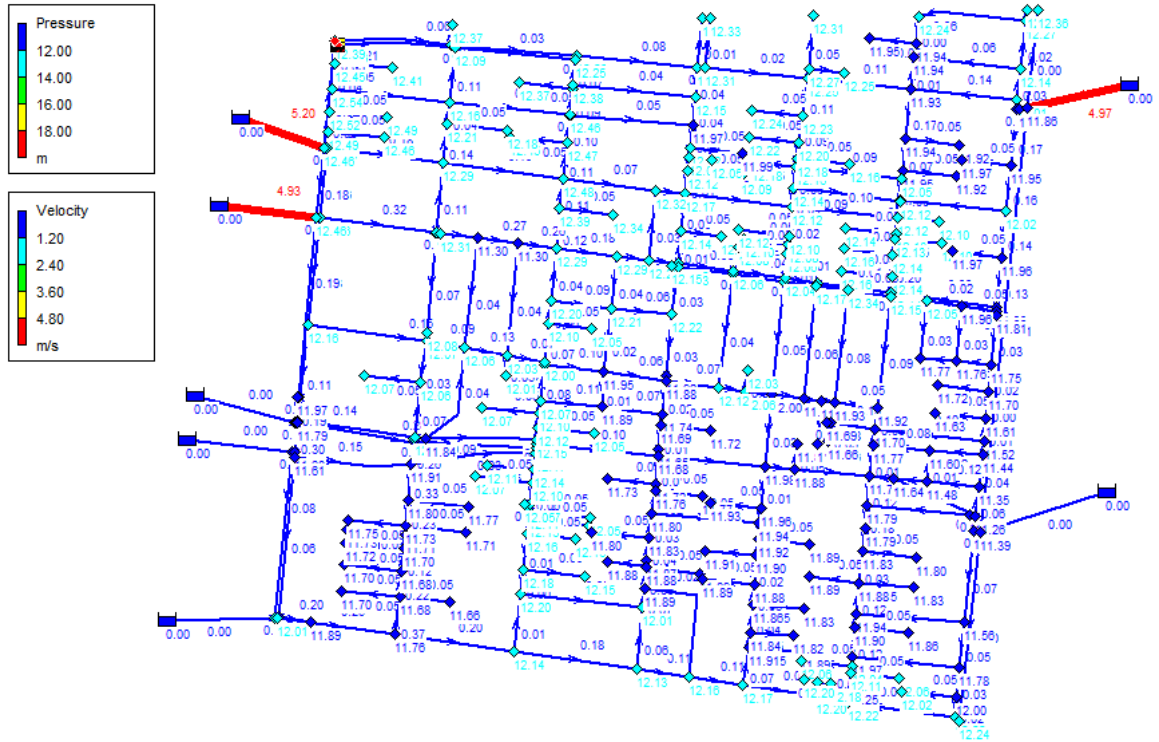


Figura 33. Simulación para un 10% de fugas con entradas mínimas

Para un coeficiente de 0.028 se obtuvo un porcentaje de fugas de 20.45%, figura 33.

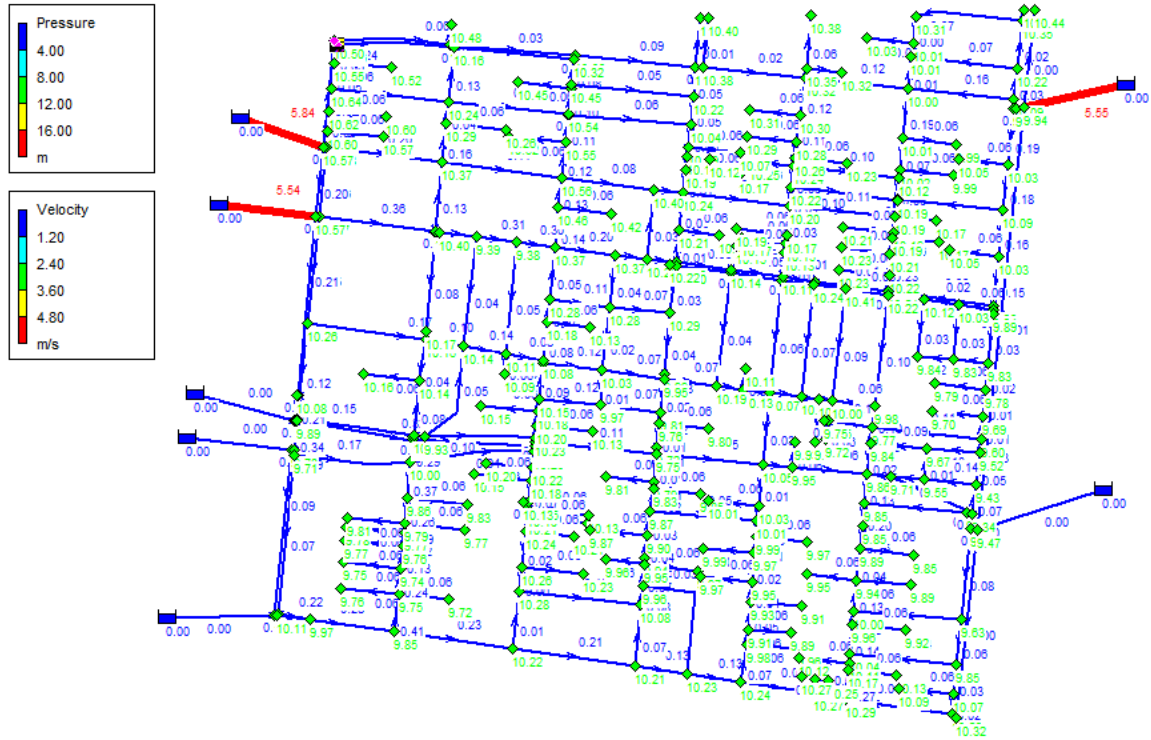


Figura 34. Simulación para un 20% de fugas con entradas mínimas

Para el caso la obtención del 40% de fugas se tuvo un coeficiente de 0.105 que es significativamente más grande que cuando se tenían las 7 entradas, Figura 34.

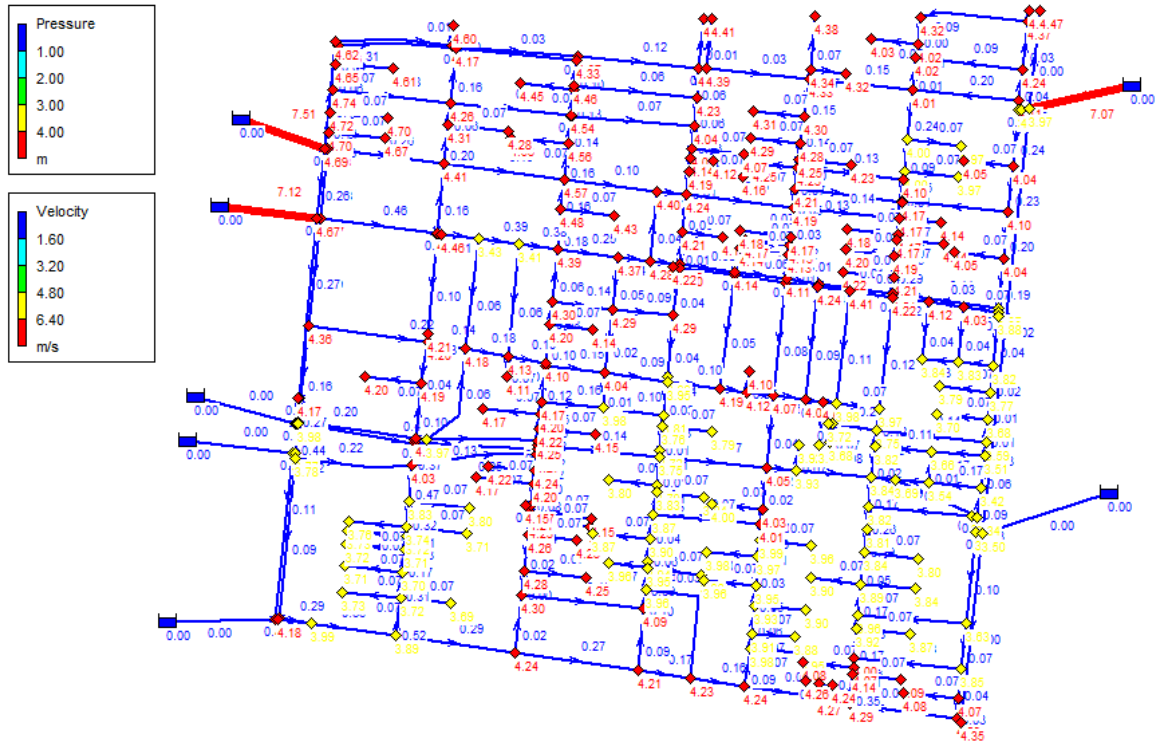


Figura 35. Simulación para el 40% de fugas con entradas mínimas

En la Tablas 7 y 8 se muestra el resumen de velocidades y presiones máximas en la hora de máxima demanda para los casos de simulación (7 entradas y entradas mínimas), así como de los diferentes porcentajes de fugas que pueden presentarse en las redes.

Tabla 7. Resumen de resultados con 7 entradas

Simulación	0% fugas	10% fugas	20% fugas	40% fugas
Velocidad máxima (m/s)	0.56	0.61	0.68	0.89
Presión máxima (m.c.a)	19.2	18.91	18.46	16.95
Velocidad mínima (m/s)	0	0	0	0
Presión mínima (m.c.a)	17.94	17.62	17.13	15.48

Tabla 8. Resumen de resultados con entradas mínimas

Simulación	10% fugas	20% fugas	40% fugas
Velocidad máxima (m/s)	0.68	0.76	0.96
Presión máxima (m.c.a)	12.54	10.64	4.74
Velocidad mínima (m/s)	0	0	0
Presión mínima (m.c.a)	11.25	9.32	3.31

Con las tablas anteriores podemos concluir que el tener menos entradas provoca que las presiones máximas en las tuberías sean pequeñas, lo cual puede significar que el agua no llegue a todos los usuarios. Se podría decir que la mejor opción es manejar las 7 entradas que se encontraron al principio ya que con ellas se puede asegurar una presión considerable y con esto lograr que todos los usuarios cuenten con el servicio.

Otra alternativa es sustituir toda la red por un material nuevo, por ejemplo, PEAD, lo ideal es llevar esta alternativa cuando ya se tiene una sectorización al 100%, en nuestro caso se tomará como alternativa haciendo simulaciones con las dos condiciones que se estudiaron, determinando con esto la mejor.

Ahora con este nuevo material se deben modificar algunas condiciones básicas en el software, tal es el caso de la rugosidad, para el PEAD la rugosidad absoluta que se maneja es de 0.0015 mm.

Al sustituir el material de las tuberías se busca que se reduzcan lo más posible las fugas en la red, como sabemos actualmente el porcentaje de fugas en las redes de la Ciudad de México son de aproximadamente el 40%. Para que la red funcione adecuadamente consideraremos un porcentaje de fugas del 20%.

La primera condición es con 7 entradas, aquí se logró llegar a un 20% de fugas con un coeficiente de Emitter de 0.020, con esto nos dio como presión máxima 18.75 m.c.a., la cual es una buena presión cosa que nos podía asegurar que el agua llega a los usuarios. La velocidad máxima que se presenta es de 0.69 m/s, se podría decir que es relativamente pequeña, pero debemos tomar en cuenta que se tienen un número considerable de usuarios por lo que esta se puede tomar como una velocidad aceptable.

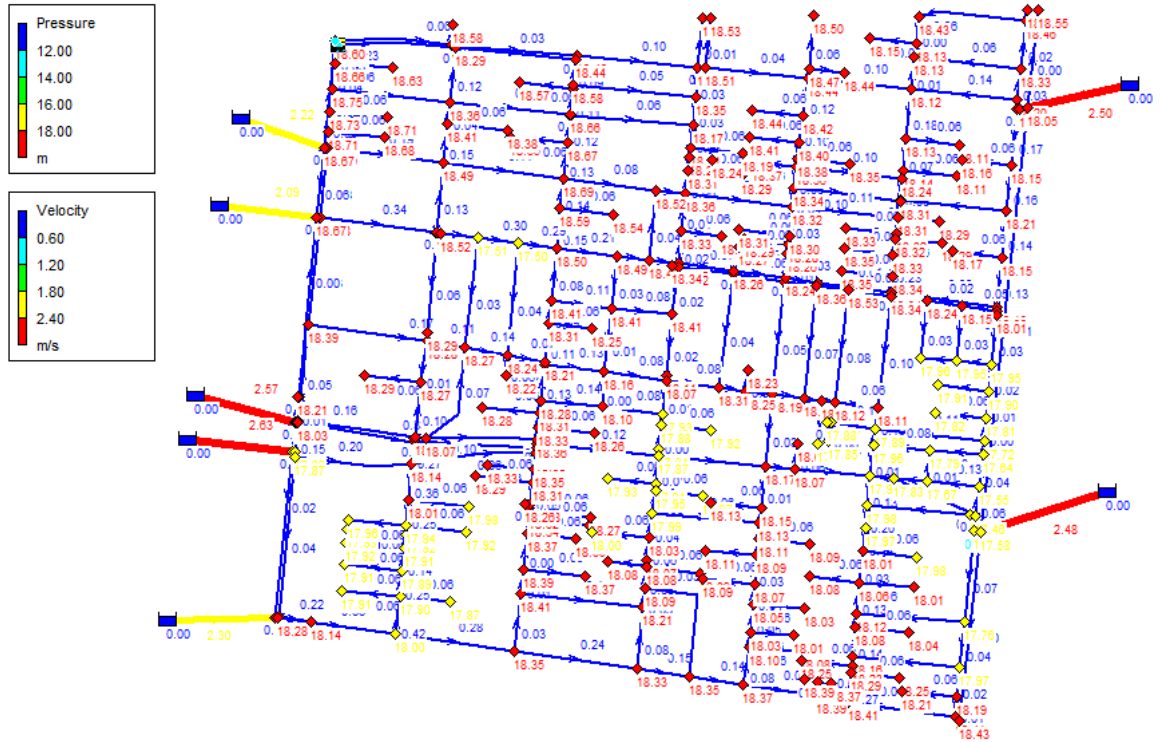


Figura 36. Simulación para el 20% de fugas con sustitución de material (PEAD) con 7 entradas

La siguiente condición es manejar entradas mínimas, para cumplir con un 20% de fugas el coeficiente de Emitter que se empleó fue de 0.030. Las presiones máximas que arrojó el modelo fueron de alrededor de 11.90 m.c.a., en cuanto a velocidades se obtuvieron velocidades de 0.79 m/s.

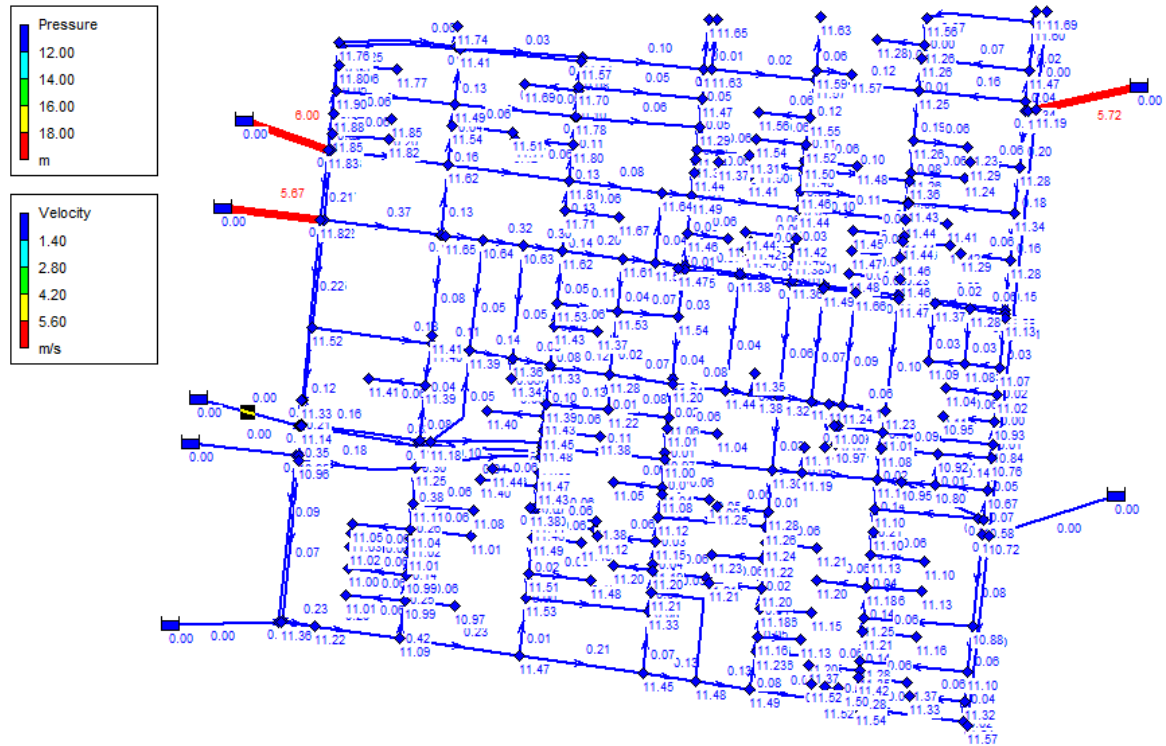


Figura 37. Simulación para el 20% de fugas con sustitución de material (PEAD) con entradas mínimas

En la Tabla 9 se muestra el resultado de presiones y velocidades máximas y mínimas con la simulación de cambio de material y un porcentaje de fugas del 20%.

Tabla 9. Resumen de resultados, cambio de material

7 entradas		Entradas mínimas	
Simulación	20% fugas	Simulación	20% fugas
Velocidad máxima (m/s)	0.69	Velocidad máxima (m/s)	0.79
Presión máxima (m.c.a)	18.75	Presión máxima (m.c.a)	11.9
Velocidad mínima (m/s)	0	Velocidad mínima (m/s)	0
Presión mínima (m.c.a)	17.44	Presión mínima (m.c.a)	10.56

El software EPANET funciona mediante un código de programación, en cada corrida que se hace se hacen iteraciones con el fin de encontrar la solución a las condiciones que se le están ingresando. En el caso de estudio lo que se pretende es tener un modelo que sea lo más parecido a la realidad, esto se logra con algunas condiciones que se establecen previamente, como por ejemplo las condiciones de frontera.

Se busca que la red de agua potable que se estudió no presente presiones negativas, por lo que se estableció como presión máxima en las fuentes de alimentación de 20 m.c.a., CONAGUA recomienda que esta presión sea de 30 m.c.a. pero al tener una red que tiene más de 50 años es complicado que se logre esa presión. En cuanto a las velocidades, cada material tiene sus límites permisibles, los que se manejan en asbesto – cemento son de 0.3 a 3 m/s y en los plásticos va de 0.3 hasta 5 m/s, las velocidades que se obtuvieron en las simulaciones realizadas fueron pequeñas, puede ser conveniente hacer un análisis más profundo para estudiar el comportamiento de esta en cada tramo de tubería.

Conclusiones

La distribución del agua potable en la Ciudad de México ha presentado ciertas dificultades debido a que la demanda cada vez es mayor y se pierde cerca de la mitad de lo que se suministra desde las diferentes fuentes de abastecimiento. Una de las fuentes más importantes es el Sistema Cutzamala, este sistema obtiene agua de diferentes presas ubicadas en el Estado de México y Michoacán, estas presas son de almacenamiento, pero cuando a lo largo del año no llueve lo suficiente se tiene que usar la reserva para que la Zona Metropolitana del Valle de México siga teniendo suministro de agua potable. Esta situación se agrava constantemente y ha generado diversos conflictos, sobre todo con la población aledaña a las presas de almacenamiento ya que esa agua se les quita para enviarla al Valle de México y si la sociedad no cuida de ella en un futuro no muy lejano el déficit será aún mayor que el que tenemos actualmente.

El SACMEX como Organismo Operador de Agua Potable en la Ciudad de México tiene una gran responsabilidad, que consiste en encontrar la manera de que las redes de distribución funcionen eficientemente, además de garantizar que el vital líquido llegue a cada uno de los habitantes de la ciudad en el tiempo y cantidad requerido. Uno de los programas que tiene es el de Mejora de la Eficiencia el cual consiste en buscar posibles soluciones para mitigar el desabasto, sobre todo en la zona Oriente de la Ciudad de México que es la que presenta los mayores problemas.

La sectorización de una red de distribución de agua potable, es uno de los primeros pasos para lograr mejorar la eficiencia de un sistema, el objetivo del SACMEX es contar para el 2024 con 830 sectores o distritos hidrométricos en toda la ciudad, con esto se podría asegurar que el abasto sea al 100%, sin embargo, no es todo ya que se debe controlar el gasto y la presión que hay tanto en la red primaria como en la secundaria.

Logrando lo anterior, gasto y presión es cuando se persigue el segundo paso que es controlar las fugas o bien detectarlas y repararlas, ya que, si no se reparan,

se corre el riesgo de que esa fuga crezca y se perjudique a la tubería. Esto es muy importante ya que si se logra disminuir el porcentaje de fugas la demanda se podrá cubrir adecuadamente.

Respecto al sector analizado, ubicado en la alcaldía Iztacalco se concluye que estableciendo como límite una presión de 20 metros columna de agua, la red en esa zona no tendría problemas, claro esto es el caso ideal en donde no se tienen fugas y considerado todas las entradas, sin embargo, cuando se empieza a simular con fugas se puede notar que por ejemplo el coeficiente de Emitter aumenta cuando se toma solo 3 de las 7 entradas y a la vez la presión disminuye considerablemente, caso contrario con la velocidad.

Cuando se simuló para el 40% de fugas con 3 entradas las presiones eran pequeñas, como máximo 10 m.c.a. y las velocidades superaban los 5 m/s lo cual nos indicaría que la tubería ya hubiera colapsado ya que sobrepone la velocidad máxima permisible que se admite para cualquier material. En el caso de tomar las 7 entradas los rangos de presión se acercan a los 20 m.c.a. y la velocidad máxima es entre 1.60 y 2.0 m/s que se podría aceptar como buena, ya que está dentro de los límites permisibles.

El tener 3 entradas podría ayudar a reducir el porcentaje de fugas, lo cual contribuiría a que el sistema fuera más eficiente. Se podría cubrir la demanda en mayor proporción, lo que contribuiría a que los usuarios estén satisfechos y el Organismo pueda tener mayores ingresos y con ello adquirir equipamiento que ayudará a la mejora del sistema.

Finalmente, se puede considerar la posibilidad de llevar a cabo la sustitución de toda la red de agua potable, por un material plástico, en este caso se consideró fuera PEAD, durante la simulación se pudo notar que si se trabaja solo con entradas mínimas la presión es menor a los 20 m.c.a. que se estableció como condición de frontera, sin embargo, esta se podría controlar mediante la colocación de válvulas en las entradas. En cuanto a las velocidades es conveniente ver que, si se hará una

sustitución de tuberías, se deba cambiar el diámetro en algunos tramos con el fin de cumplir con la condición de velocidad mínima permisible que es de 0.3 m/s.

En cuanto a las pérdidas de energía, como se explicó en el desarrollo de este trabajo el software trabaja con la ecuación de Darcy, por lo que el propio programa calcula el factor de fricción para cada tramo de tubería, este varía con respecto al tiempo debido a que como se tiene un patrón de demanda el consumo es diferente a cada hora por lo que este factor varía, por ejemplo, para el caso de la máxima demanda que ocurre a las 7:00 el factor de fricción esta entre 0.020 y 0.080.

Mesografía

<https://www.inegi.org.mx/temas/estructura/default.html#Mapas> (09/08/2020)

http://comisiones.senado.gob.mx/cienciaytecnologia/docs/eventos/310119_3.pdf
(02/09/2020)

https://data.sacmex.cdmx.gob.mx/repositorio/art121/XXII/inter/Especificaciones_POA.pdf (02/09/2020)

<https://www.aguas.org.mx/sitio/blog/noticias/item/1746-ciudad-de-mexico-enfrenta-grave-reto-en-agua-potable-y-alcantarillado.html> (02/09/2020)

<https://agua.org.mx/wp-content/uploads/2013/02/El-gran-reto-del-agua-en-la-Ciudad-de-Mexico.pdf> (02/09/2020)

<https://www.jefaturadegobierno.cdmx.gob.mx/comunicacion/nota/discurso-presentacion-de-la-conformacion-de-sectores-hidrometricos-en-la-ciudad-de-mexico> (07/09/2020)

<https://tesis.ipn.mx/bitstream/handle/123456789/11374/370.pdf?sequence=1&isAllowed=y> (07/09/2020)

https://www.upct.es/hidrom/publicaciones/Tesis_pfc/PFC_MMarGracia_2006.pdf
(09/09/2010)

<ftp://ftp.conagua.gob.mx/Mapas/libros%20pdf%202007/Modelaci%F3n%20Hidr%20E1ulica%20y%20de%20Calidad%20del%20Agua%20en%20Redes%20de%20Agua%20Potable.pdf> (07/09/2020)

<http://aldf.gob.mx/archivo-027a57875ea54db65fb86646226b9611.pdf> (20/10/2020)

<https://rei.iteso.mx/bitstream/handle/11117/5619/Hidrologia%20Urbana%20Sustentable.pdf;jsessionid=CF7A280C76FEB3C6CA67C03EA9BDDDE5?sequence=2>
(21/12/2020)

https://www.siapa.gob.mx/sites/default/files/capitulo_4._hidrologia_superficial_urbana.pdf (21/12/2020)

http://caminos.udc.es/info/assignaturas/grado_itop/415/pdfs/Capitulo%201.pdf (21/12/2020)

<http://aldf.gob.mx/archivo-027a57875ea54db65fb86646226b9611.pdf> (12/01/2021)

http://www3.inegi.org.mx/contenidos/app/mexicocifras/datos_geograficos/09/09006.pdf (13/01/2021)

<https://www.inegi.org.mx/app/mapa/espacioydatos/default.aspx> (14/01/2021)

Bibliografía

Apuntes de clase sobre Hidrología Urbana, Andrés Eduardo Torres Abello. Editorial Pontificia Universidad Javeriana, Colección Biblioteca del Profesional. Bogotá 2004.

Ávila, Gilberto Sotelo. (1997). Hidráulica General. México, DF: Limusa.

Chow, Ven Te. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill

Mijares, Aparicio Francisco Javier (1992). Fundamentos de Hidrología de Superficie. México, DF: Limusa.

INEGI (2016). Anuario Estadístico y Geográfico de la Ciudad de México. México, DF